

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. h. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

Untersuchungen zur Rißentwicklung von Segment-
bauteilen in Abhängigkeit von Querschnittsaus-
bildung und Spannstahlverbundeigenschaften

Abschlußbericht

vorgelegt von

o.Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

und

Dr.-Ing. V. Weber

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Braunschweig, Dezember 1982

Gefördert mit Forschungsmitteln des Deutschen
Ausschusses für Stahlbeton (Az.: N VII V 210)

Postsendungen:
Beethovenstraße 52, 3300 Braunschweig
Erfüllungsort und Gerichtsstand: Braunschweig

Fernsprecher: (05 31) 391 5431

Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d
Telegrammadresse: MPA Braunschweig

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	Seite
<u>0. Bezeichnungen</u>	1
<u>1. Einleitung</u>	3
1.1 Problemstellung	3
1.2 Derzeitiger Forschungs- und Kenntnisstand	5
1.3 Geltende Vorschriften	8
1.4 Ziel und Umfang der eigenen Untersuchungen	13
<u>2. Versuchskörper</u>	14
2.1 Versuchskörperausbildung	14
2.2 Materialkennwerte	15
2.2.1 Beton	15
2.2.2 Beton- und Spannstähle	18
2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	19
2.4 Injizieren und Vorspannen	21
<u>3. Versuchseinrichtung</u>	22
3.1 Meßstellenanordnung, Meßeinrichtung	22
3.2 Belastungseinrichtung	23
<u>4. Versuchsdurchführung</u>	24
<u>5. Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse</u>	26
5.1 Allgemeines	26
5.2 Balkendurchbiegungen	26
5.3 Rißentwicklung	29
5.3.1 Einfluß der Querschnittsform und der Spannstahlverbundgüte auf die Rißentwicklung segmentärer Spannbetonbauteile - Auswertung der Versuchsbeobachtungen -	29

	Seite
5.3.2 Theoretische Überprüfung der Erstrißlasten	35
6. Theoretische Analyse des Rißverhal- tens segmentärer Spannbetonkonstruk- tionen	40
6.1 Einflußgrößen auf die Rißentwick- lung im Segmentfugenbereich	40
6.2 Verbundspannungs-Verschiebungs- Beziehungen von Spannstählen mit nachträglichem Verbund	47
6.3 Beschreibung der Betonscheiben- beanspruchungen im Rißbereich	51
6.4 Formulierung des Rißverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile im Erstrißbereich	57
6.4.1 Theoretischer Ansatz	57
6.4.2 Vergleich mit Versuchsergebnissen	
6.4.3 Statistische Auswertung	68
7. Entwicklung eines Nachweisverfahrens zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten segmentärer Spannbetonbauteile	72
<u>8. Zusammenfassung</u>	80
<u>9. Literaturverzeichnis</u>	83

BEZEICHNUNGEN

Nachfolgend werden die in diesem Bericht verwendeten Bezeichnungen und Symbole erläutert, sofern sie nicht bereits im Textteil definiert wurden.

a	: Beiwert zur Beschreibung der Materialeigenschaften zur Ermittlung der material- und beanspruchungsabhängigen Betonbiegezugfestigkeit nach /21/
A_{bz}	: Auf Zug mitwirkende Beton-Querschnittsfläche biegebeanspruchter Spannbetonbauteile
A_v	: Spannstahlquerschnittsfläche
A_n	: Netto-Bauteilquerschnittsfläche
b	: Verbundbeiwert
c	: Verbundbeiwert
\tilde{c}	: Beiwert zur Beschreibung des Zusammenhanges zwischen Betondruck- und Betonzugfestigkeit nach /10, 23/
d_v	: Spannstahldurchmesser
E	: Elastizitätsmodul der Spannbzw. Betonstähle
E_b	: Betonelastizitätsmodul
h_z	: Zugzonenhöhe
l_{BSW}	: Länge des Einleitungsbereichs infolge Betonscheibenwirkung (BSW)
l_s	: Riß- bzw. Segmentfugenabstand
l_v	: Länge des Einleitungsereichs infolge Verbundwirkung
$N_{V,SK}$: Vorspannkraft nach Abschluß von Schwinden und Kriechen

n	: E/E_b
T_v	: Verbundkraft
U_v	: effektiver Verbundumfang der Spannstähle
w_{BSW}	: Riß- bzw. Fugenspaltbreitenanteil infolge Betonscheibenwirkung (BSW)
w_τ	: Riß- bzw. Fugenspaltbreitenanteil infolge der Verbundbeanspruchung der Spannglieder
Δx	: Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton
Y_u	: Abstand des gezogenen Querschnittsrandes vom ideellen Schwerpunkt S_i
β_{bz}^{10}	: Betonbiegezugfestigkeit bei einer Bauteilhöhe von 10 cm
β_{bz}^d	: Betonbiegezugfestigkeit bei einer Bauteilhöhe von d cm
β_c	: Seriendruckfestigkeit des Einpreßmörtels
β_W, β_Z	: Würfeldruck-, Zugfestigkeit (Serienfestigkeit)
τ_v	: Verbundspannung

1. Einleitung

1.1 Problemstellung

Das Riß- und Verformungsverhalten vorgespannter Betonbauteile wurde gegenüber jenen von Stahlbetonbauteilen bislang vergleichsweise seltener untersucht, da wegen des verhältnismäßig hohen Vorspanngrades solcher Bauglieder eine Rißbildung als Folge planmäßig einwirkender Gebrauchslastbeanspruchungen unwahrscheinlich und die Breite dennoch auftretender Risse durch die Anordnung einer oberflächennahen Netzbewehrung aus Betonstahl einfach zu begrenzen schien /3/.

Erst mit Einführung der teilweisen Vorspannung, der Vorspannung ohne Verbund sowie der Segmentbauweise gewannen wirklichkeitsnahe Maßnahmen zur Begrenzung der Riß- und Fugenspaltbreiten vorgespannter Bauteile zunehmend an Bedeutung, da hierbei bereits im Gebrauchszustand Risse auftreten, bzw. Riß- und Fugenöffnungen unter erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen nicht ausgeschlossen werden können und der korrosionsempfindliche Spannstahl besonders sorgfältig gegen den Angriff aggressiver Medien geschützt werden muß.

Während bei teilweise vorgespannten Bauteilen die Begrenzung zu erwartender Biegerisse durch eine sinnvolle Anordnung von randnaher Betonstahlbewehrung garantiert werden kann und deshalb in Grundlagenversuchen lediglich zu klären war, inwieweit sich Spannglieder mit nachträglichem Verbund an der Rißbegrenzung beteiligen /2, 24/, liegen die Verhältnisse bei

Segmentbauteilen deutlich ungünstiger:

Da die Segmentfugen nicht von einer Betonstahlbewehrung durchsetzt sind, kann im Falle einer Fugenöffnung eine Begrenzung der Fugenspaltbreiten nur unter Ausnutzung der Verbundeigenschaften der zugrandnahen Spannglieder erfolgen.

Dies bereitet jedoch aus mehreren Gründen besondere Probleme:

Zum einen ist das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund erst in jüngster Zeit eingehender experimentell untersucht worden /17, 25, 26/, so daß theoretisch aufbereitete und statistisch abgesicherte Versuchsdaten, die die wesentlichen Parameter des Verbundverhaltens erfassen und die Grundlage jeder analytischen Rißstudie bilden, bislang fehlen. Zum anderen zeigten diesbezügliche Untersuchungen an im Fugenbereich verklebten oder vermörtelten Versuchskörpern /5, 20/, daß mit Überschreiten der Dekompressionslast im Fugenbereich segmentärer Bauwerke entweder

- die Haftfestigkeit des Fugenmörtels oder -klebers
- oder
- die Zugfestigkeit des Betons an den Segmentstirnflächen wegen der hier vorhandenen Anreicherung mit Feinanteilen

überschritten wird, bevor die Zugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons ausgeschöpft ist. Damit sind mit den

Fugen "Sollrißstellen" vorgegeben, die im Hinblick auf einen dauerhaften Korrosionsschutz der einliegenden Spannstahlbewehrung kritische Spaltbreiten erreichen können, bevor zusätzliche Risse im Segment außerhalb der Fugenbereiche entstehen.

Da mit einer vollen oder übervollen Vorspannung zwar erreicht werden kann, daß die Segmentfugen infolge planmäßig einwirkender Gebrauchslastbeanspruchungen geschlossen bleiben, dennoch aber durch zusätzlich einwirkende Zwangbeanspruchungen - beispielsweise als Folge ungewollter Bauwerkssetzungen, erhöhter Temperaturzwangbeanspruchungen oder durch Abweichungen zwischen rechnerischem und tatsächlichem Spannkraftverlauf - Biegezugbeanspruchungen entstehen können, die zumindest zeitweise ein Öffnen der Fugen bewirken, sind Studien notwendig, die das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonbauteile wirklichkeitsnah beschreiben.

1.2 Derzeitiger Forschungs- und Kenntnisstand

Im Mittelpunkt der bislang durchgeführten Untersuchungen zum Riß- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart standen Studien zum Einfluß der Verbundgüte und der Aufteilung der in der Zugzone einliegenden Spannglieder.

Diese Untersuchungen wurden entweder an zentrisch gezogenen /6, 7, 25/ oder biegebeanspruchten Versuchskörpern /5, 8, 13, 18, 19, 20/

vorgenommen; eine theoretische Analyse des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile erfolgte in /27/.

Bei sämtlichen durchgeführten Studien zum Biege- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonbauteile zeigte sich, daß die Segmentfugen - unabhängig von ihrer Ausbildung - die Entwicklung des Biege- und Verformungsverhaltens steuern.

Wurden die Segmentfugen als Trockenfugen /6, 7, 13/, d. h. ohne Verwendung irgendwelcher Fugenfüllstoffe ausgeführt, so öffneten sich diese mit Überschreiten der Dekompressionslast. Mit steigendem Beanspruchungszustand stellte sich abhängig von den Verbundeigenschaften der einliegenden zugrandnahen Spannglieder folgende weitere Biege- und Verformungsverhaltensentwicklung ein:

- Bei Verwendung von glatten Spannstäben oder Spanndrähten entstanden außerhalb der Fugenbereiche keine weiteren Risse im Segment /6, 7, 13/ (Rißabstand = Segmentfugenabstand)
- Bei Einsatz von Gewindestäben oder Litzen spanngliedern bildeten sich zusätzliche Risse im Beton außerhalb der Fugenbereiche. Dabei war der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge deutlich größer als der Abstand der Biegerisse untereinander. In allen Fällen betrugen die Fugenspaltbreiten bei Bildung der ersten zusätzlichen Betonrisse mindestens 0,15 bis 0,20 mm /13/.

Bei einigen Untersuchungen /5, 18, 19, 20/ wurden die Fugenflächen vor dem Zusammenspannen der Segmente vorbehandelt und mit einem geeigneten Kunstharz- oder Zementmörtel bestrichen. Trotzdem öffneten sich die Fugen lange bevor sich - bei Verwendung von Spanngliedern mit ausreichenden Verbundeigenschaften - zusätzliche Risse im Beton außerhalb der Fugenbereiche bildeten.

Die in zentrischen Zugversuchen /6, 7/ gewonnenen Ergebnisse unterstreichen die Erkenntnisse aus Versuchen an biegebeanspruchten Bauteilen:

- Mit Überschreiten der Dekompressionslast öffneten sich die nur von der Spannbewehrung durchsetzten Segmentfugen - unabhängig von deren Vorbehandlung -, bevor sich zusätzliche Risse in den Segmenten außerhalb der Fugenbereiche einstellten.
- Die Fugenspaltbreiten sowie der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge nahmen mit steigender Verbundgüte der Spannglieder und zunehmender Verbundfläche ab.
- Der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge war stets größer als der Abstand der Risse im Beton untereinander.

Sämtliche Versuche zeigten übereinstimmend, daß eine im Hinblick auf die Gewährleistung einer dauerhaft befriedigenden Gebrauchsfähigkeit einzuhaltende Fugenspaltbreite von $w_{\max} = 0,15 \text{ mm}$ erreicht wird, bevor zusätzliche Risse in den Segmenten außerhalb der Fugenbereiche entstehen. Dieses Ergebnis macht es notwendig, bei der Beschreibung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile im Gebrauchslastbereich vom Zustand der Erstrißbildung auszugehen, womit dem Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund eine besondere Rolle bei der Formulierung entsprechender Beziehungen zukommt.

1.3 Geltende Vorschriften

Nachdem in den letzten 10 Jahren die Segmentbauweise bei der Errichtung der Überbauten von Großbrücken im Ausland verstärkt an Bedeutung gewonnen hat und sich auch deutsche Baufirmen dieses neuen Bauverfahrens mit gutem konstruktiv-technischem und wirtschaftlichem Erfolg bedienen, sind mit der Formulierung von DIN 4227 Teil 3E /4/ erste Grundlagen geschaffen worden, die - basierend auf experimentellen und praktischen Erfahrungen - zukünftig eine breite Anwendung dieses Bauverfahrens in der Bundesrepublik ermöglichen.

In diesem Normentwurf ist der Nachweis hinreichender Fugenspaltbreitenbegrenzung nach Abschnitt 7 zu führen:

Es muß nachgewiesen werden, daß infolge der 1,0-fachen Schnittgrößen aus

- Vorspannung, Kriechen und Schwinden
- ständigen Lasten, Verkehrslasten sowie Wind- und Schneelasten
- Wärmewirkung und wahrscheinlichen Baugrundbewegungen

und

- einem querschnittsbezogenen Zusatzmoment

$$(1.1) \Delta M = \pm \alpha \cdot EI/10^4 \cdot d_o$$

mit

$\alpha = 2.0$ für Bauteile nach DIN 1045,
Ausgabe Dezember 1978,
Tabelle 10, Zeile 1

$\alpha = 2.5$ für alle übrigen Bauteile

die rechnerischen Fugenspaltbreiten in Höhe der zugrandnächsten Spanngliedlage

$$(1.2) \quad w_z = 1,5 A_v \cdot \Delta \sigma_v^2 / E_v U_v \cdot \zeta \cdot \tau_v \leq 0,20 \text{ mm für } \alpha = 2,0 \\ \leq 0,15 \text{ mm für } \alpha = 2,5$$

ist und die rechnerische Fugenspaltbreite w_R am gezogenen Querschnittsrand, ermittelt aus w_z , unter Annahme einer linearen Dehnungsverteilung, die Bedingung

$$(1.3) \quad w_R = x' \cdot w_z / y_{v,x} \leq 0,25 \text{ mm}$$

erfüllt.

In den Gleichungen (1.1) bis (1.3) bedeuten:

w_z	die rechnerische Fugenspaltbreite in der Achse des zugrandnächsten Spanngliedes in mm
w_R	die rechnerische Fugenspaltbreite am gezogenen Querschnittsrand in mm
E_v	der Elastizitätsmodul des Spannstahles
EI	Biegesteifigkeit nach Zustand I des betrachteten Querschnitts
d_o	Querschnittsdicke des betrachteten Querschnitts
U_v	der Spanngliedumfang
A_v	die Spanngliedquerschnittsfläche
ζ	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannstahlverbundeigenschaften
x'	Abstand des unteren Querschnittsrandes von der Spannungsnulllinie im Fugenquerschnitt nach Zustand II
$y_{v,x}$	Abstand der zugrandnächsten Spanngliedachse von der Spannungsnulllinie im Fugenquerschnitt nach Zustand II
τ_v	Verbundspannungswert nach DIN 1045, Ausgabe Dezember 1978, Tabelle 19, Zeile 3
$\Delta\sigma_v$	Spannstahlspannungsdifferenz zwischen Spannstahlspannung in der als gerissen angenommenen Segmentfuge (nach Zustand II) und der Spannstahlspannung im Segment (nach Zustand I)

Durch die Überlagerung der Schnittgrößen aus den genannten Gebrauchslasten und dem Zusatzmoment ΔM , mit dem das Einwirken einer zusätzlichen Temperaturzwangbeanspruchung simuliert wird, wird etwa die Biegezugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons ausgeschöpft /14,15/. Damit wird den vorab erörterten Versuchsergebnissen Rechnung getragen, die zeigten, daß eine im Hinblick auf einen dauerhaften Schutz der zugrandnahen Spannglieder kritische Fugenspaltbreite auftritt, bevor weitere Risse im Segment entstehen. Somit dient der Beanspruchungszustand am Ende des Erstrißbereiches als Bemessungsgrundlage.

Wegen des Fehlens entsprechend ausgewerteter Versuchsergebnisse liegen diesem Nachweisverfahren vereinfachende Annahmen über die Verbundspannungsverteilung in der Kontaktfuge Spannstahl/Injektionsmörtel und dem Beanspruchungszustand zum Rißzeitpunkt zugrunde. Ebenso werden die Verformungen aus der Betonscheibenwirkung vernachlässigt. Darüber hinaus gilt die angegebene "Spaltbreitenformel" nur für eine zulässige Fugenspaltbreite von $w_z = 0,15 \text{ mm}$ /15/. Wie die in Kapitel 7 dieses Berichtes durchgeführten Vergleichsbetrachtungen zeigen, liefert die Gleichung (1.2) für solche Anwendungsfälle, wo aufgrund besonderer Umstände kleinere zulässige Fugenspaltbreiten erwünscht sind, Ergebnisse, die auf der unsicheren Seite liegen. Dagegen unterschätzt sie das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bei höheren Verbundbeanspruchungen, die zu Fugenspaltbreiten $w_z > 0,15 \text{ mm}$ führen.

Im CEB/FIP-Model-Code /1/, Abschnitt 19.4.2, wird der Nachweis ausreichender Spaltbreitenbegrenzung sehr viel pauschaler als in DIN 4227 Teil 3E geregelt:

Infolge der maßgebenden Einwirkungskombination werden Zugkräfte in den Segmenten nur dann zugelassen, wenn ausgepreßte oder mit Mörtel bzw. Kunstharz versehene Kontaktfugen vorliegen, deren Zugfestigkeit gleich oder höher ist als die des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons. In diesem Fall dürfen die für entsprechende Ortbetontragwerke zulässigen Zugkräfte bei der Bemessung berücksichtigt werden.

Dies bedeutet, daß, abhängig von den Umweltbedingungen und der Häufigkeit des Auftretens der Einwirkungskombination, Riß- bzw. Fugenspaltbreiten in begrenztem Maße als zulässig erachtet werden.

Der mit dieser Regelung verknüpfte Nachweis ausreichender Spalt- oder Rißbreitenbegrenzung behandelt das Verbundverhalten unmittelbar einbetonierter Betonstähle und das von Spannstählen mit nachträglichen Verbund gleich, was neueren Versuchsergebnissen widerspricht. Außerdem kann - wie bereits erläutert - nur mit der Forderung nach voller oder übervoller Vorspannung nicht das unkontrollierte Aufklaffen der Fugen unter zeitlich begrenzt einwirkenden erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen verhindert werden.

Die stark unterschiedlichen Regelungen in den beiden aufgeführten Vorschriften, mit denen unerwünscht breite Fugenöffnungen unter erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen vermieden werden sollen, verdeutlichen die unzureichenden Kenntnisse, die derzeit über das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonbauteile vorliegen /9, 12/.

1.4 Ziel und Umfang der eigenen Untersuchungen

Mit den hier durchgeführten Untersuchungen sollte neben dem Einfluß der Verbundgüte auch der Einfluß der Querschnittsform und der Betonbeanspruchungen auf das Riß- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart experimentell aufgezeigt und durch darauf aufbauende theoretische Überlegungen analysiert werden.

Schließlich war es das Ziel, unter Beachtung dieser theoretischen Ergebnisse auf der Basis gesicherter Grundlagen parallel zu den Beratungen des Unterausschusses DIN 4227 wirklichkeitsnahe und praxisgerechte Rißgesetze zu formulieren und diese anhand der im Rahmen dieser Untersuchungen gewonnenen sowie der bereits vorliegenden /5, 6, 7, 13, 25/ Versuchsdaten zu überprüfen.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde an insgesamt vier Spannbetonsegmentbalken das Riß- und Verformungsverhalten bei Variation der Querschnittsgeometrie (T- und I-Querschnitte) und der Spannstahlverbundeigenschaften (Einbau glatter bzw. gerippter Spannstäbe) studiert.

Die nachfolgenden theoretischen Überlegungen führten zu einer praktikablen, wirklichkeitsnahen Gleichung, bei deren Anwendung es möglich sein dürfte, die Fugenspaltbreiten bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart dauerhaft verlässlich zu begrenzen.

2. Versuchskörper

2.1 Versuchskörperausbildung

Die Abmessungen der Versuchskörper R1 bis R4 können Anlage 2.1 entnommen werden, in Anlage 2.2 ist die Betonstahlbewehrungsanordnung und in Anlage 2.3 die Anordnung der stets geradlinig geführten Spannstahlbewehrung dargestellt.

Bei gleicher Querschnittsfläche wurden die Versuchsbalken R1 und R2 als T-Profil, die Versuchsbalken R3 und R4 als I-Profil ausgebildet, wobei die Balken R1 und R3 mit einem glatten Spannstahl (\emptyset 26,0 mm D + W, St 835/1030) und die Balken R2 und R4 mit einem Spannstahlgewindestab (\emptyset 26,5 mm D + W, St 835/1030) versehen waren.

Damit war es möglich, bei gleicher Querschnittsform (R1 - R2 bzw. R3 - R4) den Einfluß der Spannstahl-Verbundeigenschaften sowie bei gleicher Spannstahlverbundgüte den Einfluß der Querschnittsform (R1-R3 bzw. R2-R4) auf das Rißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile herauszustellen.

Bei allen Balken war in der Druckzone ein Montagespannglied angeordnet, um im unbelasteten Zustand unerwünschte Rißbildungen auszuschließen.

Alle Balken besaßen nur eine in Feldmitte angeordnete, im Stegbereich feinprofilierte Segmentfuge, ebenso wurden im querkraftfreien Balkenbereich (vgl. Abschnitt 3.2, Bild 3.1) keine Bügel angeordnet.

Damit war eine weitgehend unbeeinflusste Entwicklung der Fugenspaltbreiten und Rißentwicklung im Bereich konstanter Biegemomentenbeanspruchung gewährleistet.

2.2 Materialkennwerte

2.2.1 Beton

Bei allen Versuchskörpern wurde eine Beton-nennfestigkeit B 35 angestrebt, der Wasser-Zement-Wert betrug 0,70. Der Zementgehalt lag i. M. bei 334 kg pro m³ Beton bei Verwendung eines güteüberwachten Portlandzementes PZ 35F.

Bei einem Größtkorn von 16 cm lag die Sieblinie der Zuschlagstoffe im nach DIN 1045 "günstigen Bereich" (vgl. Bild 2.1), das Ausbreitmaß des Frischbetons betrug i. M. 43 cm.

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden während des Betonierens der Versuchsbalken zahlreiche Begleitkörper (Würfel, Spaltzugkörper und Prismen) hergestellt, anhand derer die Betongüte (Lagerung nach DIN 1048) sowie die Festigkeitsentwicklung des Betons (Lagerung der Begleitkörper wie die Versuchsbalken) ermittelt wurden.

Die Mittelwerte dieser Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle 2.1 zusammengefaßt, in der zusätzlich auch die am Versuchstag bzw. nach einer Aushärtezeit von 28 Tagen ermittelten Festigkeiten des zum Verfüllen der Hüllrohre verwendeten Einpreßmörtels aufgeführt sind.

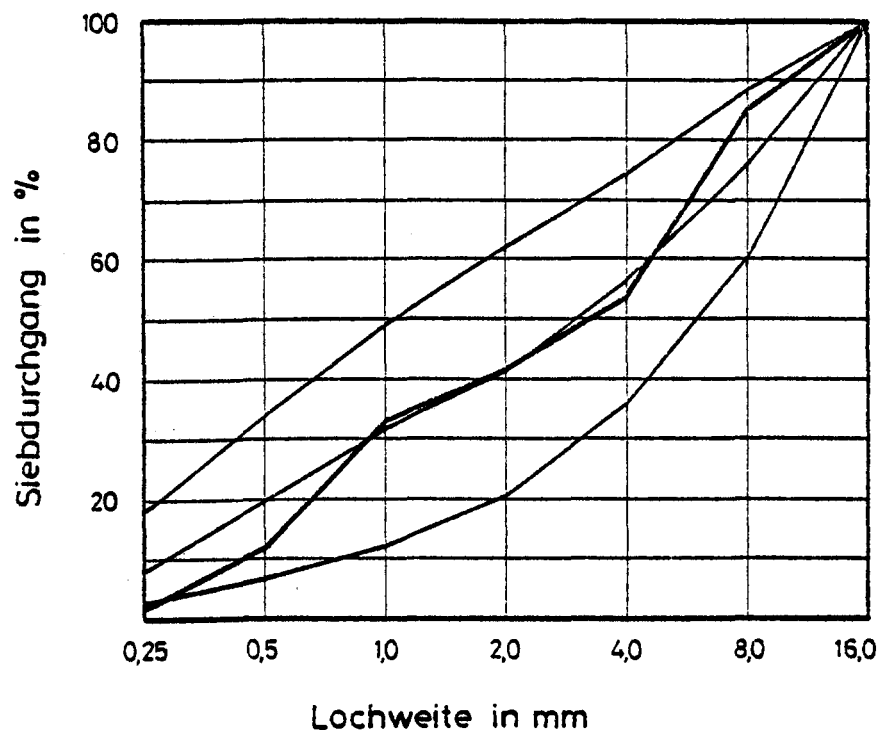


Bild 2.1 Sieblinie der Zuschlagstoffe

Versuchsbalken		R1	R2	R3	R4
Material-	kenngröße				
DIN 1048					
$\beta_{WM, 28d}$	in N/mm ²	42,0	43,0	45,0	42,5
VK					
$\beta_{WM, 7d}$	in N/mm ²	32,0	32,0	35,0	32,0
VK					
$\beta_{WM, VD}$	in N/mm ²	38,0	45,0	46,5	42,5
VK					
$\beta_{bz, VD}$	in N/mm ²	3,26	3,53	3,28	3,59
DIN 1048					
$\beta_{SZ, VD}$	in N/mm ²	2,69	3,09	2,76	3,22
VK					
E_b, VD	in N/mm ²	21330	21930	28550	28300
Ausbreitmaß in cm		41	40	45	45
Verdichtungsmaß		1,07	1,09	1,02	1,06
VK					
$\beta_{ZDM, 7d}$	in N/mm ²	42,0	42,9	52,1	47,0
VK					
$\beta_{ZDM, 28d}$	in N/mm ²	44,0	56,6	58,0	59,2

Hierin bedeuten:

DIN 1048:	Lagerung der Begleitkörper gemäß DIN 1048
VK	: Lagerung der Begleitkörper wie die Versuchskörper
7d	: Festigkeitsprüfung 7 Tage nach Her- stellung
28d	: Festigkeitsprüfung 28 Tage nach Her- stellung
VD	: Festigkeitsprüfung während der Ver- suchsdurchführung
$\bar{\sigma}_{WM}$: Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit aus 3 Prüfkörpern
bz	: Biegezugfestigkeit
SZ	: Spaltzugfestigkeit
E_b	: Elastizitätsmodul des Betons
ZDM	: Zylinderdruckfestigkeit des Einpreß- mörtels

Tabelle 2.1 Materialeigenschaften der verwen-
deten Betone und des verwendeten
Einpreßmörtels

2.2.2 Beton- und Spannstähle

Bei allen Versuchsbalken bestand die Bügel-
und die nicht vorgespannte Längsbewehrung aus
Betonstählen der Güte BSt 420/500 RK. Als
Spannstahlbewehrung wurden glatte bzw. gerippte
Dywidag-Spannstäbe mit einem Stabdurchmesser
von 26,0 mm bzw. 26,5 mm und einer Güte St 835/
1030 verwandt.

Die an Materialproben gewonnenen Materialkenn-
werte sind in Tabelle 2.2 zusammengefaßt.

Stahlgüte	A_s in mm ²	E in N/mm ²	$\beta_{0,01}$ in N/mm ²	$\beta_{0,2}$ in N/mm ²	β_z in N/mm ²	ϵ_u %	Gleichmaß- dehnung in %
St 835/1030, \emptyset 26,5 mm	543,1	206286	841	891	1097	9,6	7,3
St 835/1030, \emptyset 26,0 mm	529,5	205861	863	921	1057	9,8	7,1
BSt 420/550 \emptyset 6,0 mm \emptyset 8,0 mm	28,84 51,24	-	-	513	727	18,8	-

Tabelle 2.2: Materialkennwerte der verwendeten Spann- und Betonstähle

2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Nachdem die Spannstäbe an vorgegebenen Stellen mit Dehnmeßstreifen versehen worden waren, wurden sie in die Hüllrohre eingefädelt und diese durch die Segmentschalung und Abstandhalter in ihrer endgültigen Lage fixiert (vgl. Bild 2.2). Die Meßkabel der an den Spannstäben geklebten Dehnmeßstreifen wurde durch in Höhe der DMS in die Hüllrohre geschnittene Öffnungen nach außen geführt, diese Hüllrohröffnungen wurden anschließend wieder sorgfältig verschlossen, um ein Eindringen des Frischbetons in die Hüllrohre auszuschließen.

Jeder Balken wurde in zwei Abschnitten mit einer dazwischenliegenden Aushärtezeit des erstbetonierten Segments von 2 Tagen hergestellt.

Um in den Fugen eine gegenseitige Haftung der Segmentstirnflächen auszuschließen und um somit für die praktische Anwendung ungünstige Verhältnisse vorzugeben, wurde vor Gegenbetonage des zweiten Segments die Fugenstirnfläche des erstbetonierten mit einem bituminösen Anstrich versehen.

Bild 2.3 zeigt beispielhaft die angestrichene Stirnfläche des erstbetonierten Segments vom Versuchsbalken R3.

Zur Verdichtung des eingebrachten Frischbetons wurden stets Innen- und Außenrüttler eingesetzt.

Während der ersten sieben Tage nach Beendigung des letzten Betonierabschnittes wurden die Balken mit feuchten Tüchern abgedeckt, danach lagerten sie bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen.

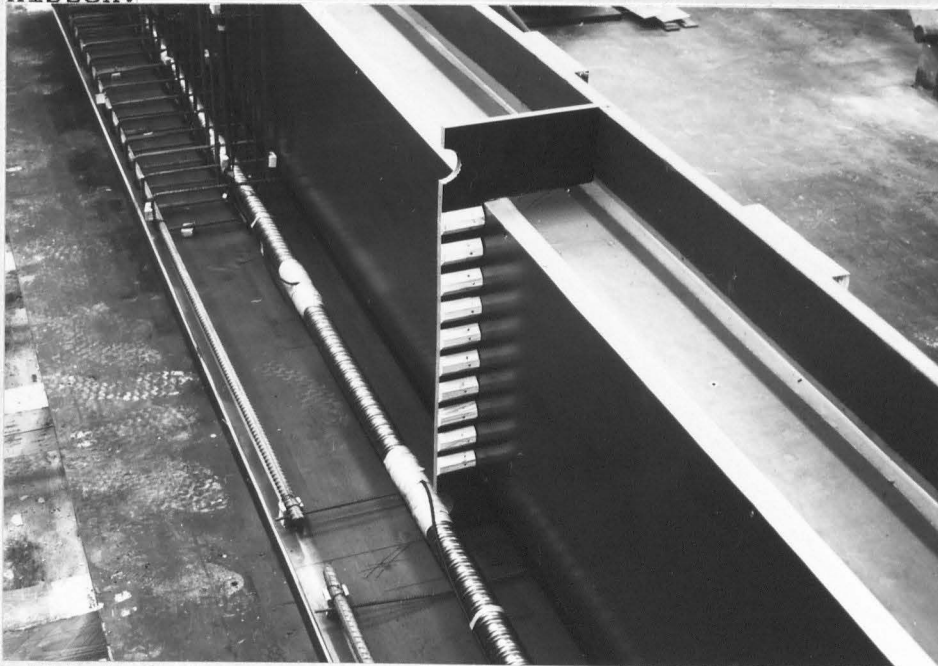


Bild 2.2: Montage der Spann- und Bewehrungsstäbe beim Versuchsbalken R3



Bild 2.3: Ansicht von der mit einem bituminösen Anstrich versehenen Segmentfugenstirnfläche des erstbetonierten Segments des Versuchsbalkens R3.

2.4 Injizieren und Vorspannen

Vor dem Umsetzen der Versuchsbalken auf die Auflager wurde zum gefahrlosen Transport und zur Vermeidung vorzeitiger Fugenrißbildung eine Teilvorspannung vorgenommen.

Nach dem Aufsetzen der Balken auf die Auflagerkonstruktionen erfolgte schrittweise das Vorspannen der Balken, wobei eine Steuerung der Vorspannkkräfte anhand der gemessenen Spannstahldehnungen möglich war.

Nach Abschluß dieser Arbeiten wurden die Hüllrohre mit Einpreßmörtel verfüllt; das Montage-spannglied blieb unverpreßt.

Das Anmischen des Einpreßmörtels sowie das mit einer Handpresse vorgenommene Injizieren der Hüllrohre wurde unter Beachtung von DIN 4227 Teil 5 vorgenommen.

Dem PZ 45 F wurde als Einpreßhilfe 1 % Tricosal 181 H zugesetzt, der W/Z-Wert betrug 0,44. Die nach einer Erhärtungszeit von 7 Tagen (Versuchsbeginn) bzw. von 28 Tagen an Rückstellproben ermittelten Druckfestigkeiten sind in Tabelle 2.1 aufgeführt.

3. Versuchseinrichtung

3.1 Meßstellenanordnung, Meßeinrichtung

Bei allen Balken wurden an vorgegebenen Stellen die Spannstahldehnungen mittels Dehnmeßstreifen gemessen. Die Balkendurchbiegungen wurden mit induktiven Weggebern, die Betonverformungen im Bereich des konstanten Biegemomentes mit einem Setzdehnungsmesser aufgezeichnet. Die Meßbasen der Setzdehnungsmeßstellen betrugen 100 mm. In Anlage 3.1 sind die Lage und die Bezeichnung aller Meßstellen zusammengefaßt.

Die Rißentwicklung wurde laststufenweise aufgezeichnet sowie die Fugenspalt- und Biegeriðbreiten an markierten Stellen mittels einer maßstabsgerechten Videokamera bestimmt.

Sämtliche elektronischen Messungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlagen UPH 3200 vom Typ Hottinger durchgeführt und mit dem "Graphischen System Tektronix 4051" gespeichert.

3.2 Belastungseinrichtung

Das statische System sowie die Belastungsanordnung sind in Bild 3.1 aufgeführt. Zur Erzeugung der Biegebeanspruchung wurden zwei 1000 kN-Amsler-Pressen benutzt, wobei die Größe der aufgetrachten Kräfte mittels eines Kraftaufnehmers kontrolliert wurde.

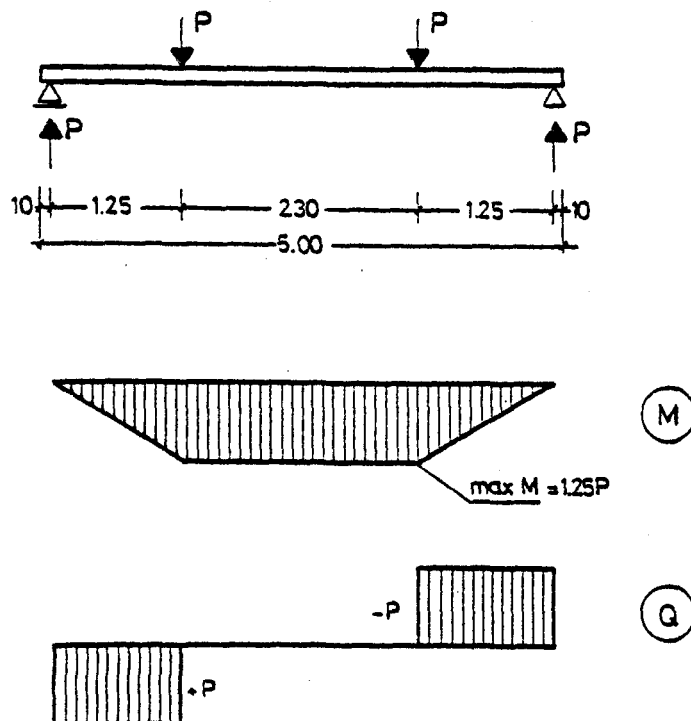


Bild 3.1: Belastungsanordnung bei den Versuchsbalken R1 bis R4

4. Versuchsdurchführung

Der Belastungsablauf war bei allen Balken dieser Versuchsserie im wesentlichen gleich.

Alle Balken wurden statisch beansprucht, wobei zunächst in insgesamt ca. 5 Laststufen ($P \approx P_u/10$) die Dekompressionslast angesteuert wurde, um nachfolgend mit kleineren Laststufen die Entwicklung der Fugenspaltbreiten und die nachfolgende Biegerißentwicklung studieren zu können.

Sämtliche Meßgrößen wurden laststufenweise registriert.

Nachdem in der Segmentfuge in Höhe der Spann-
gliedachse eine Fugenöffnung von etwa 0,15 mm
gemessen worden war, wurde jeder Balken einer
Dauerschwellbeanspruchung unterworfen, um im
Hinblick auf eine zukünftige Entschärfung der
derzeit geltenden Bestimmungen in DIN 4227
Teil 3E (übertolle Vorspannung infolge plan-
mäßig wirkender Gebrauchslasten) den Einfluß
wechselnder Verkehrslastbeanspruchungen auf
das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer
Spannbetonbauteile exemplarisch aufzuzeigen.
Um unter diesem Aspekt möglichst wirklichkeits-
nahe Beanspruchungsverhältnisse vorzugeben,
wurde als Oberlast die 1,1-fache und als Unter-
last die 0,5-fache Dekompressionslast gewählt
und jeder Balken unter diesem Belastungsinter-
vall ca. 40.000 Lastwechseln ausgesetzt. Dabei

zeigte sich in allen Fällen, daß als Folge der Dauerschwellbeanspruchungen eine Zunahme der Fugenspaltbreiten zu verzeichnen war, die bei den mit glatten Spannstäben bewehrten Balken ausgeprägter als bei den mit Gewindestäben bewehrten Balken war.

Die Versuche wurden beendet, wenn in dem Zugzonenspannglied die Streckgrenze erreicht wurde.

In Bild 4.1 ist der Belastungsplan der vier Versuchsbalken aufgeführt.

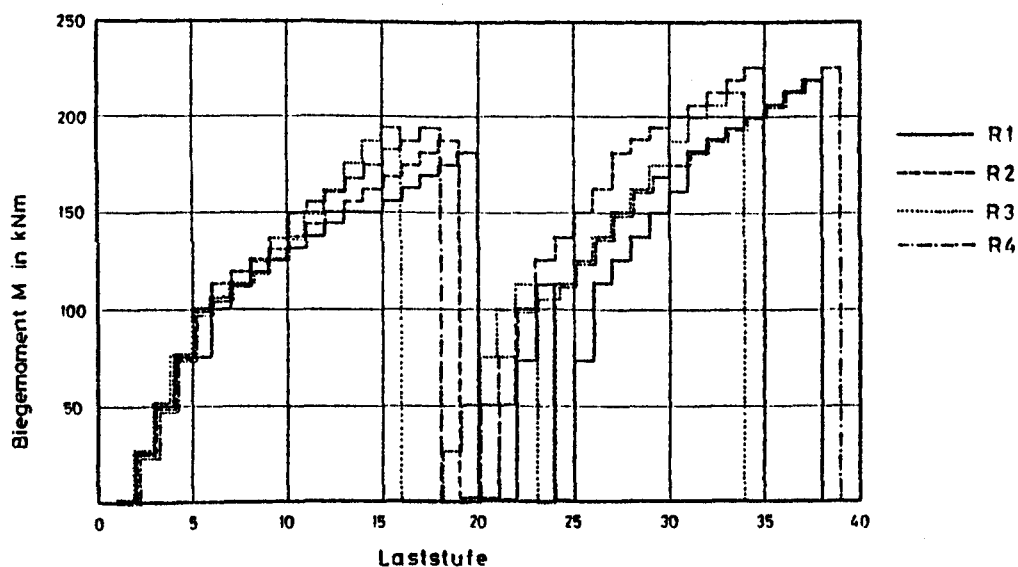


Bild 4.1 Belastungsfolge der Versuchsbalken R1 bis R4

5. Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

5.1 Allgemeines

Die im Zuge der Durchführung dieser Versuche gemessenen Daten sind in einem vom vorliegenden Bericht abgetrennten Anhang systematisch ausgewertet zusammengefaßt worden.

So finden sich in diesem Anhang in tabellarischer und grafischer Darstellung die laststufenweise gemessenen Betondehnungen der Druck- und Zugzone, die Spannstahldehnungen, die Balkendurchbiegungen und die gemessenen Biegeriß- und Fugenspaltbreiten. Schließlich wurden für ausgewählte Laststufen die Biegelinien ermittelt und grafisch dargestellt. Im folgenden sollen die zur Berechnung des Riß- und Verformungsverhalten notwendigen Daten vorgestellt und diskutiert werden.

5.2 Balkendurchbiegungen

Die vor der Dauerschwellbeanspruchung gemessenen größten Balkendurchbiegungen sind in den Bildern 5.1 und 5.2 in Abhängigkeit vom zugeordneten Biegemoment den rechnerischen Werten nach Zustand I gegenübergestellt. Wegen der größeren Biegesteifigkeit sind die bei gleicher äußerer Beanspruchung gemessenen Durchbiegungen bei den Versuchsbalken R3 und R4 kleiner als bei den flächengleichen Balken R1 und R2.

In allen Fällen zeigt sich die mit Überschreiten der Dekompressionslast abnehmende Biegesteifigkeit durch die überproportionale Zunahme der Mittendurchbiegungen.

Ein Einfluß der Spannstahlverbundgüte auf das Last-Verformungs-Verhalten, der mit Überschreiten der Dekompressionslast durch die mittlere Biegesteifigkeit zum Tragen kommen könnte, ist bei der Erstbelastung der Balken nicht erkennbar.

Die Auswirkungen der bei jedem Balken aufgetragenen Gebrauchslastdauerschwellbeanspruchung äußern sich bei Vergleich der in den Anlagen 5.1 bis 5.4 für verschiedene Belastungsstufen aufgetragenen Biegelinien.

In allen Fällen nahmen die Durchbiegungen infolge der Dauerschwellbeanspruchung zu, was nicht nur auf größere Relativverschiebungen zwischen Spannglied und Injektionsmörtel und einer damit größeren Rotation im Fugenquerschnitt zurückzuführen ist, sondern auch mit der zunehmenden Biegerißentwicklung und der damit abnehmenden Biegesteifigkeit begründet werden muß.

Dies wird auch dadurch belegt, daß die Verformungszunahmen bei den Balken R1 und R2 bzw. R3 und R4 trotz der unterschiedlichen Verbundgüten bei gleichen Lasten nahezu gleich sind.

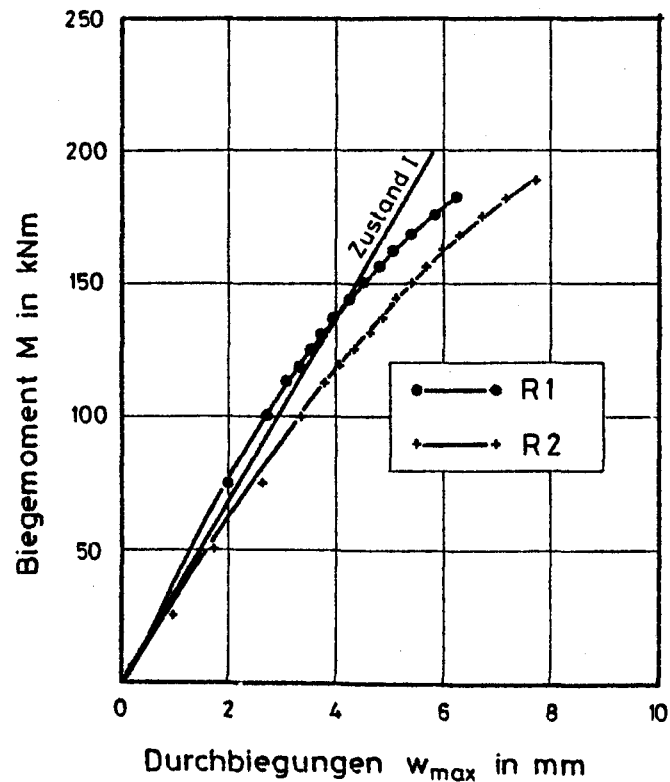


Bild 5.1: Gemessene und errechnete Mittendurchbiegungen bei den Versuchsbalken R1 und R2

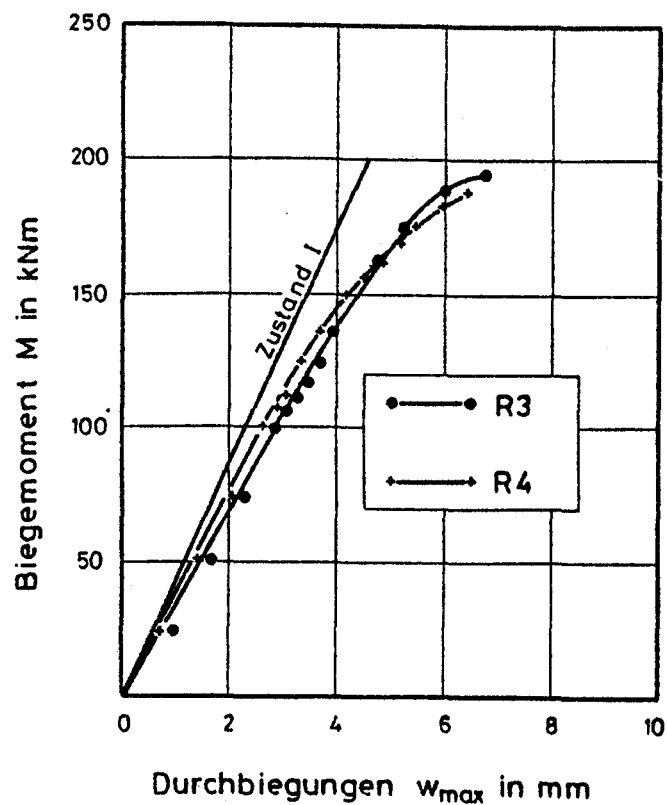


Bild 5.2: Gemessene und errechnete Mittendurchbiegungen bei den Versuchsbalken R3 und R4

5.3 Rißentwicklung

5.3.1 Einfluß der Querschnittsform und der Spannstahlverbundgüte auf die Rißent- wicklung segmentärer Spannbetonbauteile - Auswertung der Versuchsbeobachtungen -

Erwartungsgemäß wurde das Rißbild sowie die Biegeriß- und Fugenspaltbreitenentwicklung ganz entscheidend von der Querschnittsform und der Verbundgüte der einliegenden Spannstahlbewehrung beeinflusst:

Beim Versuchsbalken R1 (T-Querschnitt, glatter Spannstahl) bildeten sich bei 1,45-facher Dekompressionslast erste Biegerisse im Segment außerhalb des Fugenbereiches aus. Die Fugenspaltbreite in Höhe der Spanngliedachse betrug zu diesem Zeitpunkt 0,17 mm.

Der Abstand des der Fugen nächsten Risses zur Fuge betrug ca. 40 cm, der mittlere Abstand der Risse untereinander wurde, beeinflusst durch die zusätzlich im Segment einliegende Betonstahllängsbewehrung, mit ca. 15 cm festgelegt.

Der Versuchsbalken R2 (T-Querschnitt, Gewindestab), zeigte qualitativ ein ähnliches Rißbild wie der Träger R1. Bei der 1,45-fachen Dekompressionslast wurden außerhalb der Fugen weitere Biegerisse entdeckt; die bei dieser Laststufe gemessenen Fugenspaltbreiten in Höhe der Spanngliedachse betrug 0,165 mm. Nach weitgehend abgeschlossenem Rißbild betrug der gegenseitige Abstand der Biegerisse in den Segmenten ca. 12 cm, der Abstand des der Fuge

nächsten Betonrisses zur Fuge ca. 35 cm. Im Vergleich zum Versuchsbalken R1 wurden hier bei gleichen Beanspruchungen geringere Fugenöffnungen gemessen und ein gleichmäßigeres Biegerißbild beobachtet.

Rißbild und Rißentwicklung des als I-Querschnitt ausgebildeten Versuchsbalkens R3 (glatter Spannstab) wichen erheblich von dem der beiden vorher beschriebenen Balken ab.

Auch bei diesem Balken öffnete sich mit Überschreiten der Dekompressionslast die Segmentfuge. Bei der 1,55-fachen Dekompressionslast wurden weitere Risse im Beton außerhalb der Fugenbereiche gemessen und gleichzeitig eine Fugenspaltbreite von ca. 0,24 mm in Höhe der Spanngliedachse registriert. Nach weitgehend abgeschlossenem Biegerißbild betrug der Abstand der Betonrisse untereinander ca. 25 cm und lag damit erheblich über dem entsprechenden Wert des Versuchsbalkens R1.

Dies dürfte hauptsächlich auf den geringeren Betonstahlbewehrungsgrad des Zuggurtes zurückzuführen sein, der, wie auch die ungünstigen Verbundeigenschaften des einliegenden glatten Spannstabes, einen engeren Rißabstand nicht zuließ. Dies wird auch durch den Abstand des der Fugen nächsten Risses zur Segmentfuge unterstrichen; mit 55 cm lag er deutlich über den vorab festgestellten Abständen. Dieses gesamte verhältnismäßig ungünstige Rißverhalten wird dadurch noch verstärkt, daß der Injektkonsmörtel im Vergleich zu dem des Versuchsbalkens R1 sehr hohe Festigkeiten er-

reichte (vgl. Tabelle 2.1), die auf ein insgesamt besseres Verbundverhalten des Spannstabes schließen lassen.

Ein wesentlich günstigeres Rißbild und eine deutlich gleichmäßigere Rißentwicklung zeigte der Versuchsbalken R4, der - auch als I-Querschnitt ausgebildet - mit einem Gewindestab bewehrt war. Nachdem sich auch hier mit Erreichen der Dekompressionslast die Segmentfuge öffnete, wurden zusätzliche Risse im Beton bei einer 1,40-fachen Dekompressionslast und einer Fugenspaltbreite von $w \approx 0,19$ mm in Höhe der Spanngliedachse festgestellt. Mit steigender Last stellten sich weitere Biegerisse ein, der abschließende gegenseitige Abstand betrug etwa 20 cm, der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge betrug ca. 35 cm.

Der Vergleich dieses Rißbildes mit dem des Versuchsbalkens R3 zeigt deutlich den Einfluß der Spannstahlverbundgüte, die auch bei geringem Bewehrungsgrad zu einer wesentlich günstigeren Rißentwicklung führt. Der Vergleich dieser Ergebnisse mit denen vom Versuchsbalken R2 zeigt, daß bei gleichen Spannstahlverbundeigenschaften mit zunehmendem Spannstahlbewehrungsgrad ein günstigeres Rißbild und eine gleichmäßigere Rißentwicklung erwartet werden darf.

Zum besseren Vergleich sind in Tabelle 5.1 die wesentlichsten Versuchsdaten der einzelnen Balken einander gegenübergestellt.

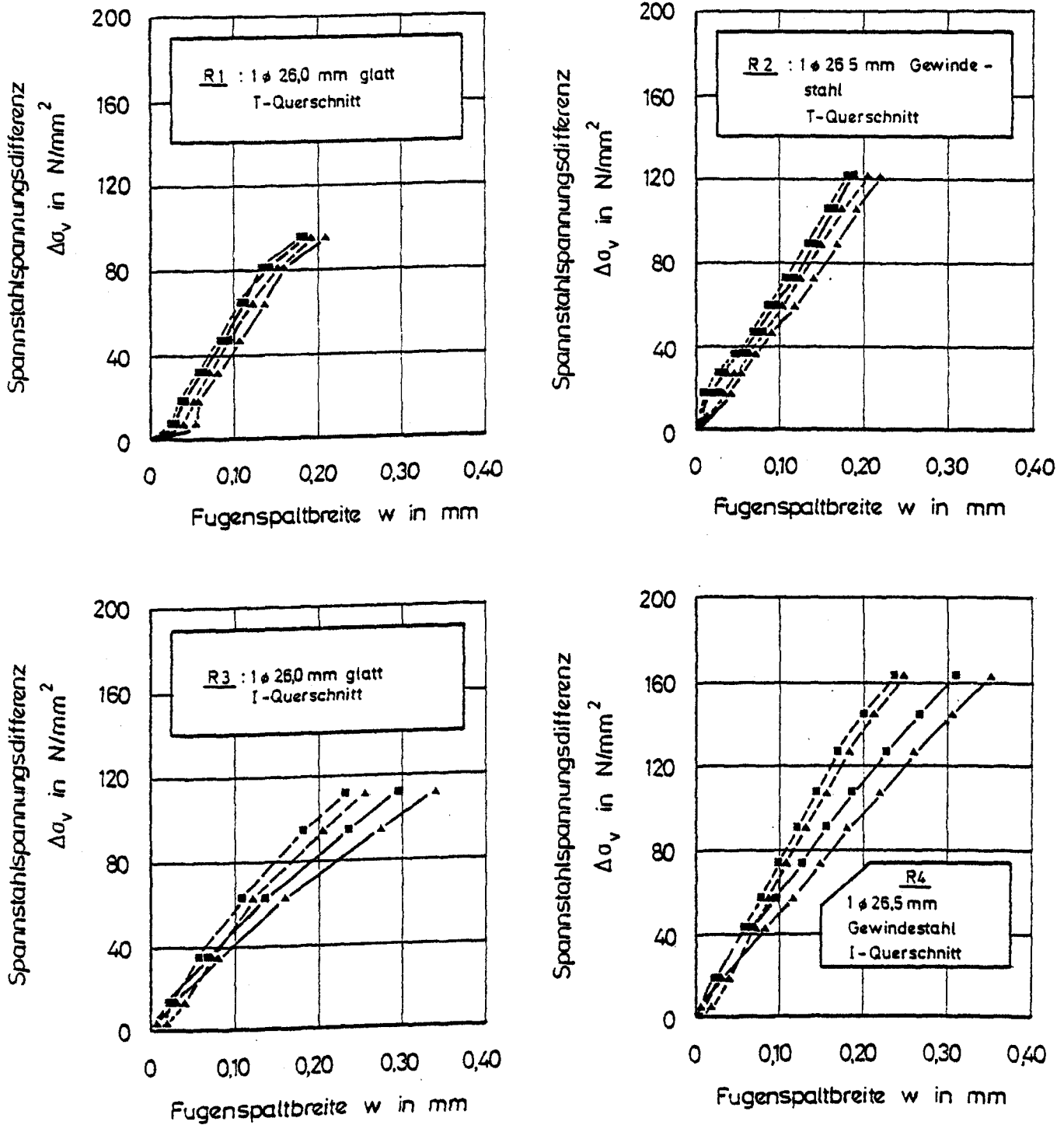
Versuchsbalken	R1	R2	R3	R4
Querschnittsform	T	T	I	I
Spannbewehrung	1 Ø 26,0 mm St 835/1030 glatt	1 Ø 26,5 mm St 835/1030 Gewindestahl	1 Ø 26,0 mm St 835/1030 glatt	1 Ø 26,5 mm St 835/1030 Gewindestahl
Auftreten des ersten Biegerisses außerhalb der Fugebereiche bei α -facher Dekompressionslast, $\alpha =$	1,45	1,45	1,55	1,40
Fugenspaltbreite in Höhe der Spanngliedachse bei Auftreten des ersten Betonbiegerisses in mm	0,174	0,165	0,237	0,189
Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge in cm	40	35	55	35
Mittlerer Abstand der Betonrisse untereinander in cm	15	12	25	20

Tabelle 5.1: Gegenüberstellung der wesentlichsten Versuchsdaten zur Beurteilung des Biegerißverhaltens der Balken R1 bis R4 in Abhängigkeit von der Querschnittsform und den Spannstahlverbundeigenschaften

Die bei den Versuchen gemessenen Fugenspaltbreiten sind in Bild 5.3 in Abhängigkeit von den zugehörigen Spannstahlspannungsdifferenzen zwischen den Spannstahlspannungen in der Fuge (Zustand II) und den Spannstahlspannungen im Segment (Zustand I) einander gegenübergestellt.

Aufgetragen wurden jeweils die an der Balkenunterseite und in Höhe der Spanngliedachse gemessenen Fugenspaltbreiten.

Gleichzeitig sind die zugehörigen rechnerischen Verläufe eingetragen, wie sie sich unter Auswertung der in Abschnitt 6 erläuterten Zusammenhänge gemäß Gl. 6.32 ergeben.



- Fugenspaltbreiten in Höhe der Spanngliedlage
- ▲ Fugenspaltbreiten an der Balkenunterseite
- Meßwertverlauf
- rechnerischer Verlauf gemäß Gl. 6.32

Bild 6.3: Nachrechnung der Versuche R1 bis R4:
Vergleich zwischen gemessenen und errechneten
Fugenspaltbreiten

In den Anlagen 5.5 bis 5.8 sind die abschließenden Biegerißbilder der Balken dargestellt.

5.3.2 Theoretische Überprüfung der Erstrißlasten

In allen Fällen öffneten sich mit Überschreiten der Dekompressionslast die Segmentfugen, wobei die Entwicklung der Segmentfugenspaltbreiten bei weiter ansteigender Last entscheidend von der Verbundgüte der einliegenden Spannstahlbewehrung und der Querschnittsform beeinflußt wurde (vgl. Tab. 5.1, S. 32).

Mit Erreichen der Biegezugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons entstanden Biegerisse außerhalb der Segmentfugenbereiche, deren Breite und Abstand von der eingelegten Betonstahllängsbewehrung (2 Ø 6 mm) günstig beeinflußt wurde.

Die beim Auftreten erster Biegerisse im Segmentbeton am gezogenen Querschnittsrand wirkenden rechnerischen Biegezugspannungen lagen zwischen 2,05 N/mm² (Versuchsbalken R4) und 4,93 N/mm² (Versuchsbalken R1). Diese aus den Versuchsdaten errechneten Werte weichen erheblich von den experimentellen Ergebnissen ab, die in Biegezugversuchen an Begleitkörpern bestimmt wurden (vgl. Tabelle 5.2).

In dieser Tabelle sind ebenfalls die mit dem von Heilmann /10/ abgeleiteten Ansatz:

$$(5.1) \quad \beta_{bz}^{10} = \tilde{c} \cdot \beta_w^{2/3}, \quad \beta_w \text{ in N/mm}^2$$

$$\tilde{c}_{5\%} = 0,355$$

$$\tilde{c}_{\text{mittel}} = 0,455$$

$$\tilde{c}_{95\%} = 0,557$$

errechneten Werte aufgeführt. Auch diese Rechenwerte liefern keine Übereinstimmung mit den im Versuch beobachteten Biegezugfestigkeiten.

Hierbei muß allerdings berücksichtigt werden, daß dem Heilmann'schen Ansatz verschiedene, auf praxisübliche Belange nur bedingt übertragbare Annahmen zugrunde liegen /23/.

So basiert der Ansatz (5.1) u. a. auf Untersuchungen an Prismen mit einer Bauteilhöhe von 10 cm, was einer Zugzonenhöhe von 5 cm entspricht. Die damit verbundene große Spannungsgradienten muß deshalb zwangsläufig zu höheren Biegezugfestigkeiten führen als bei - praxisüblichen - Bauteilen mit größeren Zugzonenhöhen.

Da aber gerade im Segmentbau die Biegezugfestigkeiten bis zum Auftreten erster Risse im Segmentbeton für den Nachweis der Begrenzung der Fugenspaltbreiten von großer Bedeutung sind,

Versuchsbalken	R1	R2	R3	R4
erste Biegerisse bei α -facher Dekompressionslast $\alpha =$	1,45	1,45	1,55	1,40
aus Versuchsdaten errechnete Biegezugfestigkeit der Versuchskörper in N/mm ²	4,93	4,41	3,05	2,05
an Begleitkörpern ermittelte experimentelle Biegezugfestigkeit in N/mm ²	3,26	3,53	3,28	3,59
Biegezugfestigkeit nach Heilmann /10/ in N/mm ² $\beta_{bz \min}^{10} = \tilde{\sigma}_{5\%} \cdot \beta_W^{2/3}$	4,01	4,49	4,59	4,32
$\beta_{bz \text{ mittel}}^{10} = \tilde{\sigma}_{\text{mittel}} \cdot \beta_W^{2/3}$	5,14	5,76	5,88	5,54
$\beta_{bz \max}^{10} = \tilde{\sigma}_{95\%} \cdot \beta_W^{2/3}$	6,30	7,05	7,20	6,78
Biegezugfestigkeit nach /27/ in N/mm ² $\beta_{bz \min}^d$	2,50	2,73	3,01	2,83
$\beta_{bz \text{ mittel}}^d$	3,14	3,45	3,77	3,54
$\beta_{bz \max}^d$	3,80	4,17	4,53	4,28

Tabelle 5.2: Gegenüberstellung experimenteller und theoretischer Biegezugfestigkeiten

wurde in /27/ der Ansatz (5.1) erweitert und unter Verwendung der Beziehungen von Malcov / 21/

$$(5.2) \quad \frac{\beta_{bz}^d}{\beta_z} = 1 + \frac{a}{h_z}$$

auch der Einfluß des Vorspanngrades und damit des Spannungsgradienten auf die Biegezugfestigkeit biege-/normalkraftbeanspruchter Betonbauteile herausgestellt.

Die Richtigkeit der daraus entwickelten theoretischen Zusammenhänge

$$(5.3) \quad \beta_{bz}^d = \frac{\left(1 + \frac{a}{y_u}\right) \cdot \bar{c} \cdot \beta_w^{2/3}}{4}$$

$$\cdot \sqrt{\left(\frac{\left(1 + \frac{a}{y_u}\right) \cdot \bar{c} \cdot \beta_w^{2/3}}{4}\right)^2 + \frac{a}{y_u} \cdot \frac{c \cdot \beta_w^{2/3}}{2} \cdot \frac{N_{v,sk}}{A_n}}$$

wurden u. a. in /14, 16/ überprüft und die allgemeinen Ergebnisse in /27/ diskutiert.

Die mit Gleichung 5.3 ermittelten theoretischen Biegezugfestigkeiten sind ebenfalls in Tabelle 5.2 den vorab erläuterten Werten gegenübergestellt.

Der Vergleich der theoretischen Werte nach /10/ und /27/ mit den während der Versuche beobachteten Biegezugfestigkeiten zeigt, daß die mit dem Ansatz nach Heilmann /10/ ermittelten Werte für die Balken R3 und R4 deutlich zu hoch liegen. Hier liefern die mit dem Ansatz gemäß Gl. 5.3 errechneten Werte gute Übereinstimmung mit den praktischen Verhältnissen.

Die bei den Versuchsbalken R1 und R2 (T-Querschnitt) beobachteten Biegezugfestigkeiten liegen unerwartet hoch. Dies dürfte i. w. auf die Querschnittsform zurückgeführt werden; die schlanken Abmessungen in der Zugzone führten zu einem hohen Feinkornanteil und damit zu homogeneren Verhältnissen, was zwangsläufig zu höheren - aber nicht praxisüblichen - Biegezugfestigkeiten führen muß.

6. Theoretische Analyse des Rißverhaltens segmentärer Spannbetonkonstruktionen

6.1 Einflußgrößen auf die Rißentwicklung im Segmentfugenbereich

Die Rißentwicklung von Stahl- und Spannbetonbauteilen wird vom Verformungsverhalten der Zugbewehrungseinlagen und des Betons geprägt.

Bei last- oder last-/zwangbeanspruchten Stahl-betonbauteilen wird das Rißverhalten unter Beachtung des Verbundverhaltens der Betonstahlbewehrung sowie der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen beschrieben. Hierbei werden in aller Regel die Verformungen der Biegezugzone aus den Biegedruckbeanspruchungen im Rißquerschnitt (Betonscheibenwirkung) vernachlässigt.

Diese Vereinfachung, mit der die Ableitung theoretischer Rißgesetze wesentlich vereinfacht wird, kann zur Beschreibung des Rißverhaltens vorgespannter Bauteile nicht beibehalten werden, da hier die Zusatzbeanspruchungen der Spannbewehrung infolge der Rißbildung verhältnismäßig gering ausfallen, wohingegen die Verformungen der Betonzugzone infolge der im Rißquerschnitt wirkenden Biegedruckkraft so groß werden, daß sie nicht außer Acht gelassen werden dürfen /27/.

Demzufolge kann der Beanspruchungszustand eines biegebeanspruchten Spannbetonquerschnittes im Rißbereich gemäß Bild 6.1 beschrieben werden.

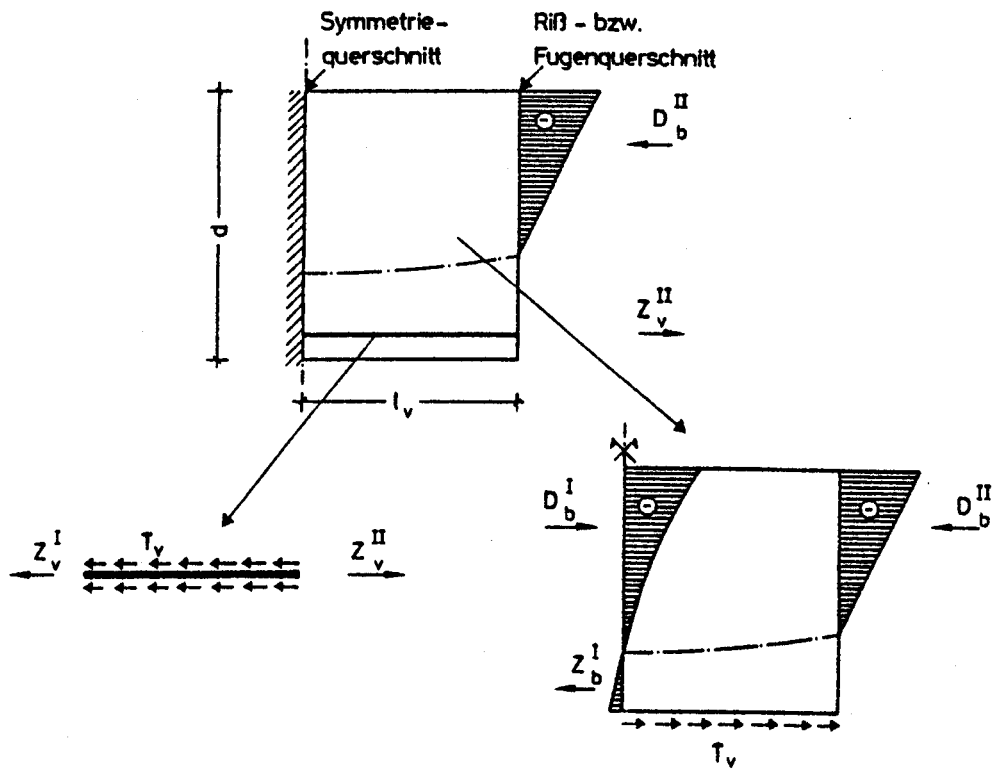


Bild 6.1: Beanspruchungszustand der an die Riß- oder Fugenquerschnitte angrenzenden Einleitungsbereiche biegebeanspruchter Spannbetonbauteile

Wie bereits erläutert, kann der Beanspruchungszustand der an die Riß- oder Fugenquerschnitte angrenzenden Einleitungsbereiche in zwei Komponenten aufgesplittet werden.

1. in die Beanspruchungen der Beton- und Spannstähle, hervorgerufen durch die Spannungsdifferenz zwischen Spannstahlspannung $\Delta\sigma_v$ im Riß- oder Fugenquerschnitt und den Spannstahlspannungen am Ende des Einleitungsbereiches und
2. den Beanspruchungen der Betonscheibe, die aus den Druckspannungen im Riß- oder Fugenquerschnitt und den Spannungen am Ende des Einleitungsbereiches sowie den angreifenden Verbundkräften resultieren.

Der Abbau der im Rißquerschnitt wirkenden Spannungen nach Zustand II in der Zug- oder Biegezugbewehrung auf die Spannungen am Ende des Einleitungsbereiches geschieht über Verbund auf der Einleitungslänge l_v , die u. a. von

- dem Bewehrungsgrad
- der Lage der Bewehrung
- der Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung und
- dem zur Kraftübertragung pro Längeneinheit zur Verfügung stehenden Verbundumfang

abhängt.

Die über Verbund abgebauten Stahlspannungen werden in den Beton eingeleitet. Die daraus resultierenden, an der Betonscheibe angreifenden Verbundkräfte, erzeugen bei biegebeanspruchten Betonbauteilen und exzentrischer Bewehrungslage am gezogenen Querschnittsrand Zugspannungen und - aus Gleichgewichtsgründen - am gedrückten Querschnittsrand entsprechende Druckspannungen.

Die im Riß- oder Fugenquerschnitt biegebeanspruchter Bauteile aus der Rißbeanspruchung resultierenden Betondruckspannungen nach Zustand II werden auf der Länge ℓ_{BSW} auf die nach der Balkenbiegetheorie wirkenden Betondruckspannungen nach Zustand I am Ende des ℓ_{BSW} - langen Einleitungsbereiches abgebaut.

Diese Länge ℓ_{BSW} hängt im wesentlichen von

- der Querschnittsform und dem Grad der Querschnittsgliederung sowie
- vom Bewehrungsgrad bzw. von der Lage der Spannungsnulldlinie im Riß- oder Fugenquerschnitt, d. h. von der Größe der biegedruckbeanspruchten Querschnittsfläche im Riß- oder Fugenquerschnitt

ab.

Dieser - gewissermaßen - St. Venant'sche Einleitungsbereich erstreckt sich im noch nicht abgeschlossenen Erstrißzustand etwa auf einer Länge, die für praktische Fälle ausreichend genau der Querschnittshöhe d ent-

spricht, aber nicht zwangsläufig mit der Verbundlänge ℓ_v übereinstimmen muß.

Für die Ermittlung des Spannungs- und Verformungszustandes im Einleitungsbereich biegebeanspruchter Betonbauteile sind demnach folgende Beanspruchungszustände zu unterscheiden:

1. Die Erstrißbildung ist noch nicht vollständig abgeschlossen

In diesem Fall existieren zwischen den einzelnen Rissen oder geöffneten Fugen Bereiche, in denen keine Verbundbeanspruchungen vorhanden sind und die Schnittgrößen für Zustand I nach der Balkenbiegelehre ermittelt werden können.

Die für die Ermittlung des Spannungs- und Verformungszustandes maßgebende Einleitungslänge ergibt sich aus dem Größtwert von ℓ_{BSW} und ℓ_v .

2. Die Erstrißbildung ist abgeschlossen

In diesem Fall kann die Länge des Einleitungsbereiches zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustandes mit ausreichender Genauigkeit aus dem halben Rißabstand oder der halben Segmentlänge ermittelt werden.

Dies bedeutet, daß die Schnittgrößen im Symmetriequerschnitt nur dann nach Zustand I ermittelt werden dürfen, wenn der Riß- oder Fugenabstand ℓ_s ungefähr die zweifache Bauteilhöhe beträgt. Wenn $\ell_s < 2d$ beträgt,

ist der Spannungsausgleich in der Betonscheibe noch nicht vollständig abgeschlossen und die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ zwischen Stahlspannung σ_v^{II} im Riß- oder Fugenquerschnitt und der Stahlspannung σ_v^I im ungerissenen Nachbarbereich nur dann abgebaut, wenn $l_v < l_s/2$ ist. Für $l_v > l_s/2$ ist die Verbundzone auf der ganzen Länge zwischen den Rissen bzw. Fugen beansprucht.

Für die Ermittlung von Rißbreiten und Rißabständen sowie zur Beschreibung des Verformungszustandes gerissener Betonbauteile wird bei Stahlbetonbauteilen der Zug- und Druckspannungsanteil im Einleitungsbereich, der aus der Betonscheibenwirkung hervorgerufen wird, wie bereits erläutert, in aller Regel vernachlässigt. Dies bedeutet, daß für diesbezügliche Untersuchungen bei biegebeanspruchten Bauteilen von der Gleichgewichtsbedingung $D_b^{II} = T_v$ ausgegangen wird. Noakowski /22/ schätzt den Anteil der hieraus resultierenden Betonzugspannungen am Ende des Einleitungsbereiches für übliche Querschnittsabmessungen bei Biege- und Biegedruckbeanspruchungen mit maximal 20 - 30 % der gesamten aufnehmbaren Biegezugspannungen ab und begründet die Vernachlässigung des Spannungsanteiles aus der Betonscheibenwirkung für derartige Fälle - zu Recht - mit der von Haus aus stark streuenden Betonzugfestigkeit und dem mit zunehmender Rißbildung fortschreitenden Abbau der Verformungen aus Betonscheibenwirkung am gezogenen Querschnittsrand.

Somit können im Stahlbetonbau die Rißbreiten und Rißabstände im Erstrißzustand, wie auch die zahlreichen theoretischen Ansätze mit entsprechenden experimentellen Vergleichsbetrachtungen zeigen, mit hinreichender Genauigkeit aus den über Verbund von Stahl in den Beton eingeleiteten Zugspannungen angegeben werden.

Für Spannbetonbauteile liegen die Verhältnisse dagegen grundsätzlich anders. Das im Riß- oder Fugenquerschnitt wirkende Kräftepaar $D_b^{II} = - Z_v^{II}$ ist im Vergleich zu ausschließlich biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen um den Vorspannanteil größer. Dies bedeutet, daß zwar - genau wie bei Stahlbetonbauteilen - über Verbund die aus der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ resultierenden Zugspannungen in den Beton eingeleitet werden müssen, aber die volle Betondruckkraft $D_b^{II} \gg T_v$, die auch den Vorspannanteil beinhaltet, auf die Betonscheibe wirkt und - aus Gleichgewichtsgründen - erhebliche Zugspannungen in den gezogenen Querschnittsbereichen erzeugt.

Nachfolgend soll nun der Lösungsweg zur Beschreibung des Riß- und Verformungsverhaltens vorgespannter Betonbauteile in Anlehnung an die Untersuchungen in /27/ kurz beschrieben werden, mit dem Ziel, hieraus entsprechende Rißgesetze abzuleiten und diese mit allen vorliegenden Ergebnissen zum Rißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile einschließlich der im Rahmen dieser Untersuchungen gewonnenen Daten zu überprüfen, um schließlich ein

darauf aufbauendes Nachweisverfahren zu entwickeln, mit dem auf einfache und wirklichkeitsnahe Weise der Nachweis ausreichender Fugenspaltbreitenbegrenzung im Segmentbau erbracht werden kann.

6.2 Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen von Spannstählen mit nachträglichem Verbund

Das Verbundspannungs-Verschiebungs-Verhalten von Spannstählen mit nachträglichem Verbund ist in /17, 25/ und /27/ ausführlich diskutiert worden, wobei die in /25/ aufgeführten, in Pull-Out-Versuchen gewonnenen experimentellen Daten in /27/ ausgewertet und durch mathematische Beziehungen approximiert wurden.

In Bild 6.2 sind die hierbei ermittelten theoretischen Zusammenhänge den angehörigen experimentellen Werten gegenübergestellt.

Mit diesen Beziehungen ist es nun möglich, ausgehend von den in Bild 6.3 dargestellten Gleichgewichtsbedingungen, die Verformungen im Einleitungsbereich infolge der Verbundbeanspruchung der Spannglieder zu beschreiben.

Die Dehnungen des Stahles und des Betons ergeben sich zu

$$(6.1) \quad \epsilon_v(x) = \epsilon_v^I + d\epsilon_v(x) = \epsilon_v^I + \frac{U_v}{A_v E} \int_0^x \tau_v dx$$

und

$$(6.2) \quad \epsilon_{bu}(x) = \epsilon_{bu}^I - \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^x \tau_v dx$$

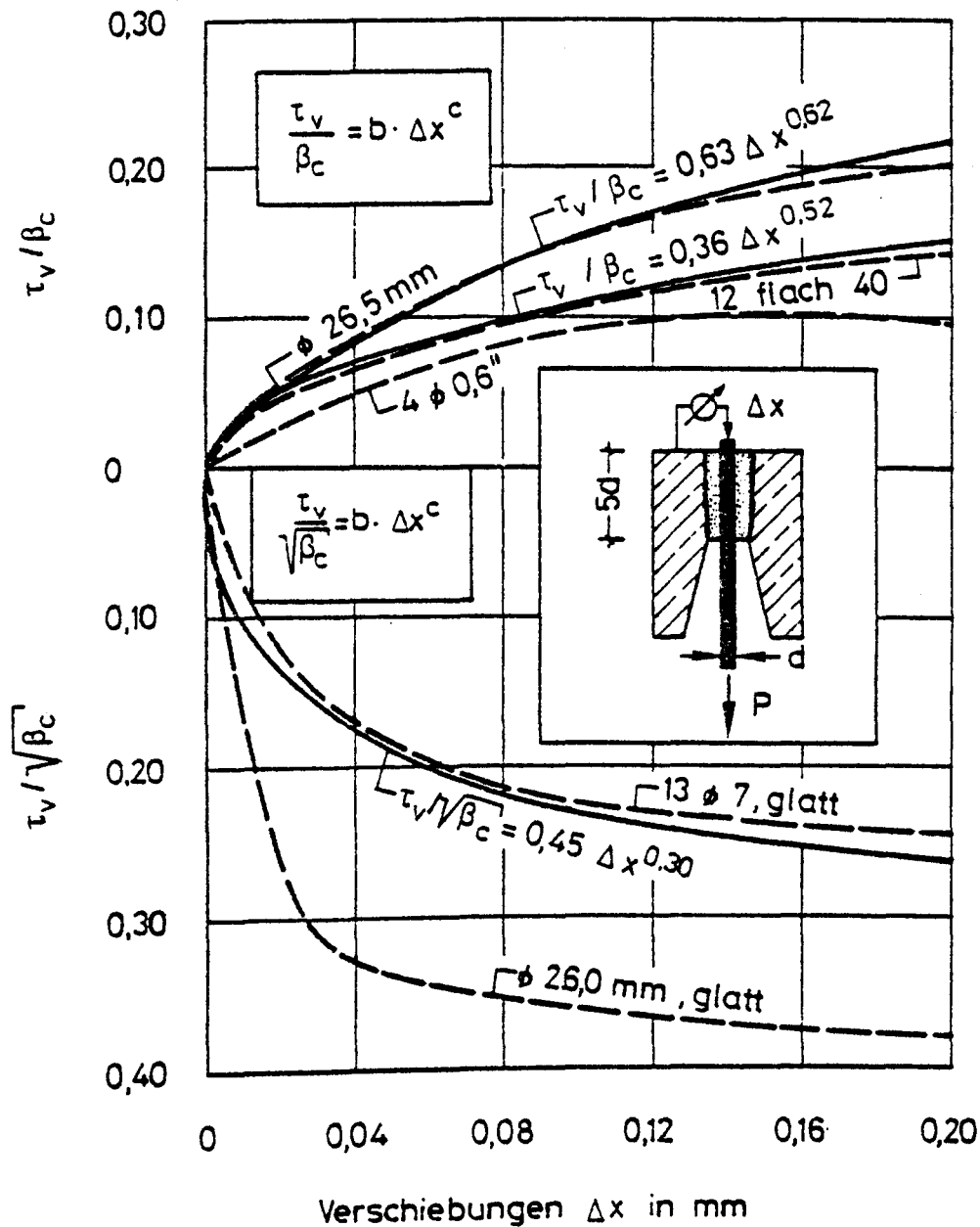


Bild 6.2: Experimentell ermittelte Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen nach /25/ und deren mathematische Approximation /27/

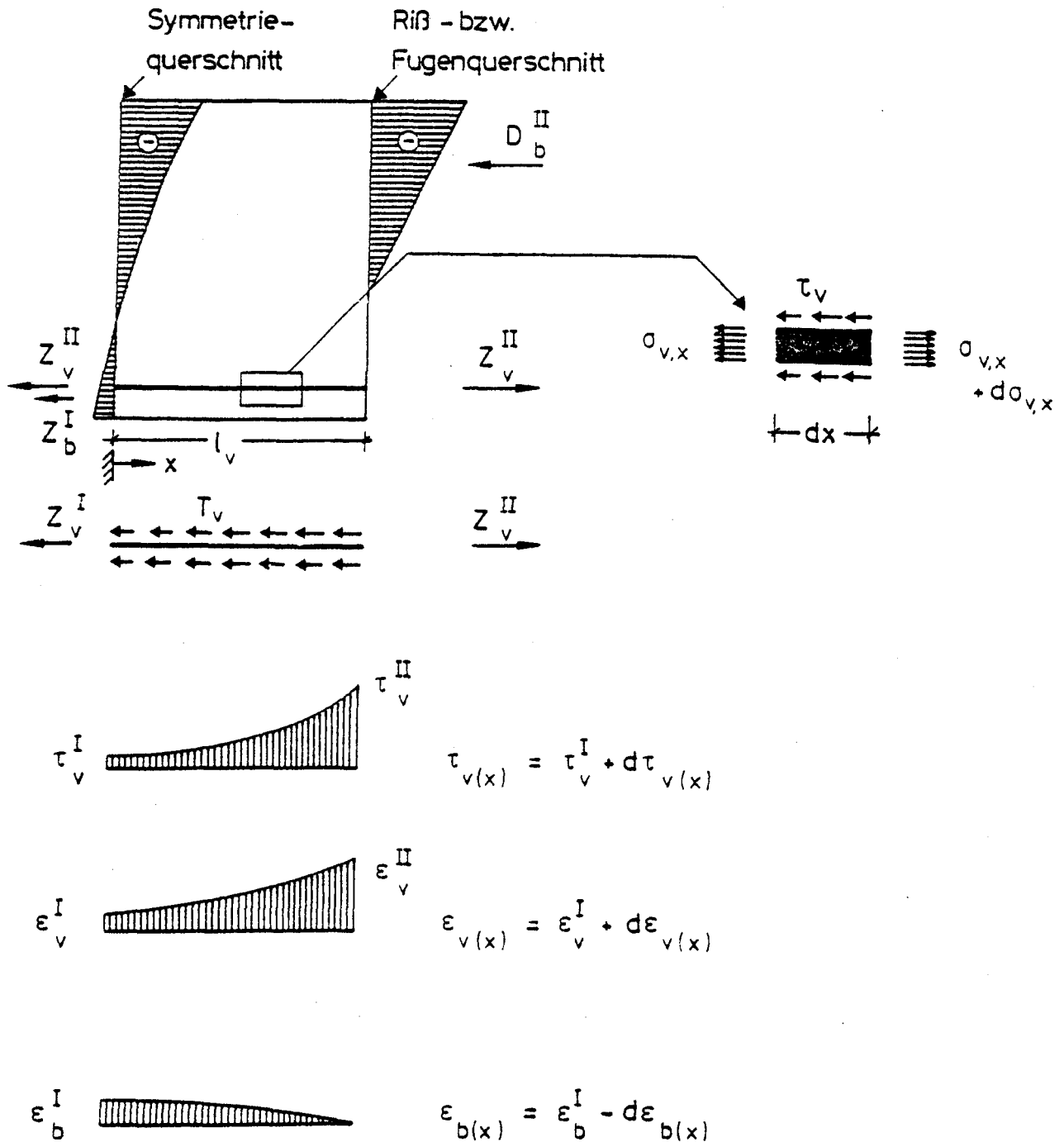


Bild 6.3: Betonscheibenbeanspruchungen infolge der Verbundwirkung

Hieraus können durch Integration die entsprechenden Verschiebungen bestimmt werden.

$$(6.3) \quad \delta_v(x) = \int_0^x \epsilon_v(x) dx = \int_0^x \epsilon_v^I dx + \frac{U_v}{A_v E} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

$$(6.4) \quad \delta_b(x) = \int_0^x \epsilon_{bu}^I dx - \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

Die zug. Relativverschiebungen $\Delta ()$ zwischen Stahl und Beton ergeben sich damit zu:

$$(6.5) \quad \Delta x(x) = \delta_v(x) - \delta_b(x)$$

$$\text{bzw.} \quad \Delta x(x) = \int_0^x \epsilon_v^I dx + \frac{U_v}{A_v E} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

$$(6.6) \quad - \frac{\Delta \epsilon_v^{II} \cdot n \cdot A_v}{\alpha A_{bz}} \int_0^x dx + \frac{U}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

$$\text{mit} \quad \Delta \epsilon_v^{II} = \epsilon_v^{II} - \epsilon_v^I = \frac{U_v}{A_v E} \int_0^{l_v} \tau_v dx$$

Die Lösung dieser Gleichung erfolgt unter Verwendung der in Bild 6.2 dargestellten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen.

Nach längerer mathematischer Ableitung kann schließlich der hier interessierende Verlauf der Verbundspannungen $\tau_v(x)$, der Stahlspannungsdifferenz $\Delta \sigma_v(x)$ über die Einleitungslänge l_v sowie die Größe der Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton angegeben werden.

$$(6.7) \quad \tau_{v(x)} = b \cdot \beta_c \left[\sqrt{\frac{2a_1}{c+1}} \left(\frac{1-c}{2} \right) \right]^{\frac{2c}{1-c}} \cdot x^{\frac{2c}{1-c}}$$

$$(6.8) \quad \sigma_{v(x)} = \sigma_v^I + \frac{U_v}{A_v} \cdot \beta_c \cdot b \left[\sqrt{\frac{2a_1}{c+1}} \left(\frac{1-c}{2} \right) \right]^{\frac{2c}{1-c}} \cdot \frac{1-c}{1+c} \cdot x^{\frac{1+c}{1-c}}$$

$$(6.9) \quad \Delta x = \left(\frac{\Delta \sigma_v \cdot A_v}{U_v \cdot \beta_c \cdot b} \sqrt{a_1 + \frac{(1+c)}{2}} \right)^{\frac{2}{1-c}}$$

$$a_1 = \left(\frac{U_v}{A_v E} + \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \right) b \cdot \beta_c$$

6.3 Beschreibung der Betonscheibenbeanspruchungen im Ribbereich

Der Beanspruchungszustand der Betonscheibe des Einleitungsbereiches ist in Bild 6.1 skizziert. Zur Bestimmung der hieraus resultierenden Verformungen muß entweder von der Finiten-Element-Rechnung ausgegangen oder weitgehend allgemeingültige, auf der Scheibentheorie aufbauende, geschlossene Lösungen bereitgestellt werden.

In /27/ wurde der zweite Weg beschritten, um so das anstehende Problem auf anschauliche Weise zu lösen.

Dazu ist es zunächst notwendig, unter der gerechtfertigten Annahme eines weitgehend linear elastischen Materialverhaltens den Beanspruchungszustand der Betonscheibe durch zumindest bereichsweise konstante Funktionen zu beschreiben.

Ausgehend von den Beziehungen gemäß Bild 6.4 ergibt sich für die Beanspruchungen im Rißquerschnitt der folgende Ausdruck:

$$\begin{aligned}
 f_{(x)}^{\text{II}} = & \frac{(\sigma_{\text{bo}}^{\text{II}} - \sigma_{\text{b}}^{\text{II}}) d_1^2}{2 d x^{\text{II}}} - \frac{(\sigma_{\text{bo}}^{\text{II}} - \sigma_{\text{b}}^{\text{II}}) d_1}{d} - \frac{\sigma_{\text{b}}^{\text{II}} \cdot x^{\text{II}}}{2 d} \\
 (6.10) \quad & + \sum_{v=1}^{\infty} \left(\frac{2(\sigma_{\text{bo}}^{\text{II}} - \sigma_{\text{b}}^{\text{II}})}{d} \left[\frac{\cos \delta d_1}{\delta^2 x^{\text{II}}} + \left(\frac{d_1}{x^{\text{II}}} - 1 \right) \frac{\sin \delta d_1}{\delta} \right] \right. \\
 & \left. + \frac{\sigma_{\text{b}}^{\text{II}} \cos \delta x^{\text{II}}}{d \cdot \delta^2 \cdot x^{\text{II}}} - \frac{\sigma_{\text{bo}}^{\text{II}}}{d \cdot x^{\text{II}} \cdot \delta^2} \right) \cos \delta x
 \end{aligned}$$

$$(6.11) \quad \delta = \frac{\pi \cdot v}{d}$$

Diese Formel vereinfacht sich für Rechteckquerschnitte zu

$$(6.12) \quad f_{(x)}^{\text{II}} = - \frac{\sigma_{\text{bo}}^{\text{II}} \cdot x^{\text{II}}}{d} + \sum_{v=1}^{\infty} \frac{2 \sigma_{\text{b}}^{\text{II}}}{d \delta^2 x^{\text{II}}} (\cos \delta x^{\text{II}} - 1) \cos \delta x$$

mit

$$(6.13) \quad a_0^{\text{II}} = - \frac{\sigma_{\text{bo}}^{\text{II}} \cdot x^{\text{II}}}{d}$$

$$(6.14) \quad a_v^{\text{II}} = \frac{2 \sigma_{\text{bo}}^{\text{II}}}{d \delta^2 x^{\text{II}}} (\cos \delta x^{\text{II}} - 1)$$

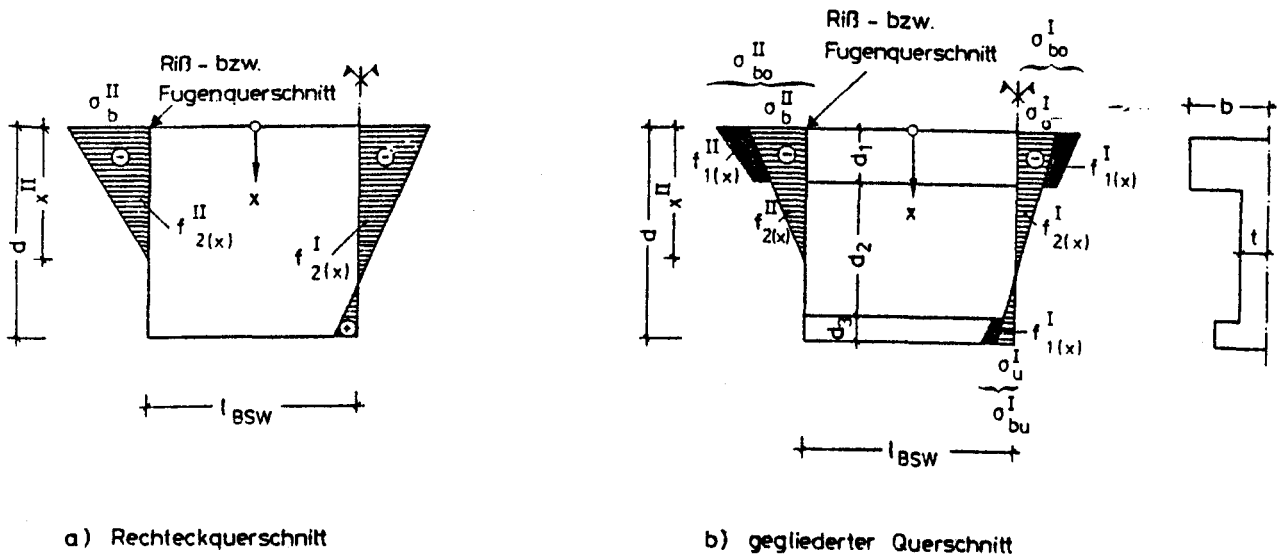


Bild 6.4 Beanspruchungszustand des Einleitungsbereiches rechteckiger und gegliederter Querschnitte

Die Scheibenbeanspruchung am Ende des Einleitungsbereiches im Abstand l_{BSW} vom betrachteten Riß- bzw. Fugenquerschnitt kann zu

$$(6.15) \quad f_{(x)}^I = \frac{a_0^I}{2} + \sum_{v=1}^{\infty} a_v^I \cdot \cos \delta x$$

mit

$$(6.16) \quad \sigma_0^I = \frac{\sigma_{bu}^I + \sigma_{bo}^I}{d^2} (d_1^2 + d^2 - (d-d_3)^2) + \frac{\sigma_u^I + \sigma_o^I}{d^2} ((d-d_3)^2 - d_1^2) - \frac{2\sigma_{bo}^I - \sigma_o^I}{d} (d_1 + d_3) - 2\sigma_o^I$$

und

$$(6.17) \quad \sigma_V^I = - \left\{ \frac{2(\sigma_{bo}^I - \sigma_o^I + \sigma_{bu}^I - \sigma_u^I)}{d^2} \left[\frac{\cos \delta d_1 - \cos \delta (d-d_3)}{\delta^2} + \frac{d_1 \sin \delta d_1}{\delta} - \frac{(d-d_3) \sin \delta (d-d_3)}{\delta} \right] + \frac{2(\sigma_{bo}^I - \sigma_o^I)}{d} \left[\frac{\sin \delta (d-d_3)}{\delta} - \frac{\sin \delta d_1}{\delta} \right] + \frac{2(\sigma_{bu}^I + \sigma_{bo}^I)}{d^2} \left[\frac{(-1)^V - 1}{\delta^2} \right] \right\}$$

beschrieben werden.

Für Rechteckquerschnitte ergibt sich folgender vereinfachter Ausdruck:

$$(6.18) \quad f_{(x)}^I = \frac{\sigma_u^I - \sigma_o^I}{2} + \sum_{v=1}^{\infty} \frac{2(\sigma_u^I + \sigma_o^I)}{d^2 \delta^2} \left(\frac{(-1)^V - 1}{\delta^2} \right) \cos \delta x$$

Nach Bestimmung des Beanspruchungszustandes der Betonscheibe können die zug. Spannungen und Verformungen der Betonscheibe bestimmt werden, um hiernach die zug. Riß- bzw. Fugenspaltbreitenanteile ermitteln zu können.

Ausgehend von der Airy'schen Spannungsfunktion

$$(6.19) \quad F(xy) = \frac{E \cdot x^2}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\delta^2} (A \operatorname{ch} \delta y + \delta y B \operatorname{sh} \delta y + C \operatorname{sh} \delta y + \delta y D \operatorname{ch} \delta y) \cos \delta x$$

und den in Bild 6.5 angegebenen Randbedingungen können unter Verwendung der Gl. 6.10 bis 6.18 und unter Beachtung der Randbedingungen die Freiwerte A bis E bestimmt werden.

$$(6.20) \quad A = - \frac{\operatorname{sh} \delta b + \delta b \operatorname{ch} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b + 2 \delta b} (a_V^{\Pi} + a_V^I)$$

$$(6.21) \quad B = \frac{\operatorname{sh} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b + 2 \delta b} (a_V^{\Pi} + a_V^I)$$

$$(6.22) \quad C = - \frac{\operatorname{ch} \delta b + \delta b \operatorname{sh} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b - 2 \delta b} (a_V^{\Pi} - a_V^I)$$

$$(6.23) \quad D = \frac{\operatorname{ch} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b - 2 \delta b} (a_V^{\Pi} - a_V^I)$$

$$(6.24) \quad E = \frac{a_b^{\Pi}}{2} = \frac{a_b^I}{2}, \quad b = \frac{l_{BSW}}{2}$$

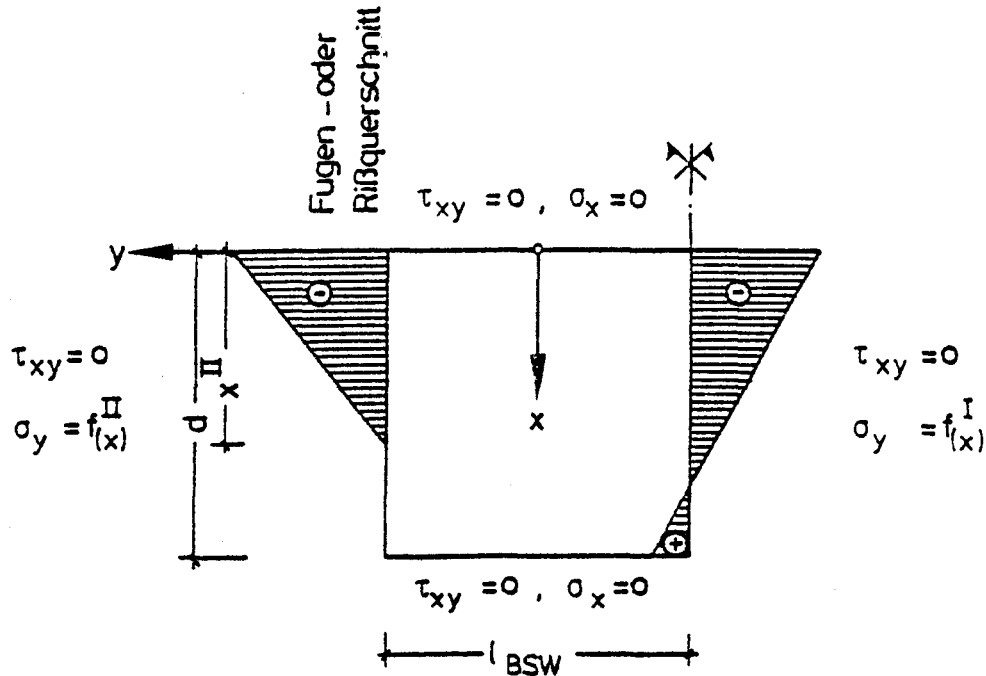


Bild 6.5: Spannungszustand des Einleitungsbereiches infolge der Druckbeanspruchungen im Rißquerschnitt sowie die einzuhaltenden Randbedingungen zur Definition des Scheibenspannungszustandes

Damit ist es nun möglich, die Spannungsfunktionen der Betonscheibe allgemeingültig anzugeben.

$$(6.25) \quad \sigma_x = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[(A + 2B) \operatorname{ch} \delta y + \delta y \cdot B \operatorname{sh} \delta y + (C + 2D) \operatorname{sh} \delta y + \delta \cdot y \cdot D \cdot \operatorname{ch} \delta y \right] \cos \delta x$$

$$(6.26) \quad \sigma_y = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} = E \cdot \sum_{v=1}^{\infty} (A \cdot \operatorname{ch} \delta y + \delta y \cdot B \cdot \operatorname{sh} \delta y + C \cdot \operatorname{sh} \delta y + \delta \cdot y \cdot D \cdot \operatorname{ch} \delta y) \cos \delta x$$

$$\tau_{xy} = -\frac{\delta^2 F}{\delta x \delta y} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[(A+B) \operatorname{sh} \delta y + \delta y B \operatorname{ch} \delta y + (C+D) \operatorname{ch} \delta y + \delta y D \operatorname{sh} \delta y \right] \sin \delta x \quad (6.27)$$

6.4 Formulierung des Rißverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile im Erstrißbereich

6.4.1 Theoretischer Ansatz

Mit dem bekannten Spannungszustand der Betonscheibe können abschließend auch die hieraus resultierenden Verformungen durch Integration numerisch einfach ermittelt werden.

Für die weiteren Überlegungen hinsichtlich des Einflusses der Betonscheibenwirkung auf die Spaltbreitenentwicklung vorgespannter, segmentärer Betonbauteile sind zwei Grenzfälle zu unterscheiden:

1. Es haben sich im Bereich konstanter Biegemomentenbeanspruchung noch nicht alle Segmentfugen geöffnet bzw. der Fugenabstand ist größer als $2 \ell_{BSW}$

In diesem Fall existieren zwischen den einzelnen Fugen Bereiche, in denen der Verbund ungestört ist und die Spannungsverteilung nach der Balkenbiegelehre zutreffend ermittelt werden kann. In Anlehnung an Bild 6.6 kann der Spaltbreitenanteil auf der Betonscheibenbeanspruchung in Kenntnis der Spannungsverteilung in jeder gewünschten Querschnittshöhe zu

$$(6.28) W_{BSW} = 2 \left[\int_0^{l_{BSW}} \left(\frac{\sigma_{y_{max}}}{E_b} - \frac{\mu \sigma_x}{E_b} \right) dy - \int_0^{l_{BSW}} \frac{(\sigma_y(y) - \mu \sigma_x(y))}{E_b} dy \right]$$

angegeben werden.

Da aufgrund der einzuhaltenden Randbedingungen die σ_x -Spannungen an den Querschnittsrändern $x = 0$ und $x = d$ Null werden, ergeben sich die zugehörigen Fugenspalt- bzw. Rißbreiten am gezogenen Querschnittsrand zu

$$(6.29) W_{BSW} = \frac{2}{E_b} \left[\int_0^{l_{BSW}} \sigma_{y_{max}} dy - \int_0^{l_{BSW}} \sigma_y(y) dy \right]$$

2. Im Bereich konstanter Biegemomentenbeanspruchung haben sich alle Segmentfugen geöffnet bzw. das Erstrißbild ist weitgehend abgeschlossen und der Abstand der Fugen bzw. Risse ist kleiner als $2 l_{BSW}$

In diesem Fall muß der gesamte Beanspruchungszustand der Betonscheibe zwischen den Rissen bzw. geöffneten Fugen nach der Scheibentheorie bestimmt werden; die Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe ist nicht linear. Die Verformungen aus der Betonscheibenbeanspruchung nehmen zum gezogenen Querschnittsrand hin ab, da der Einleitungsbereich durch den engen Riß- bzw. Fugenabstand verkürzt wird. In Bild 6.7 sind die sich mit engem Riß- bzw. Fugenabstand ergebenden qualitativen Randspannungsverteilungen denjenigen gegenübergestellt,

die sich bei ungestörter Entwicklung der Betonscheibenspannungen ergeben würden. Diese Darstellung zeigt, daß der Spaltbreitenanteil aus der Betonscheibenwirkung bei engem Riß- bzw. Fugenabstand mit ausreichender Genauigkeit aus dem Spannungsverlauf bei ungestörter Spannungsverteilung ermittelt werden kann, wenn als Integrationsgrenze der halbe Fugen- bzw. Rißabstand eingesetzt wird.

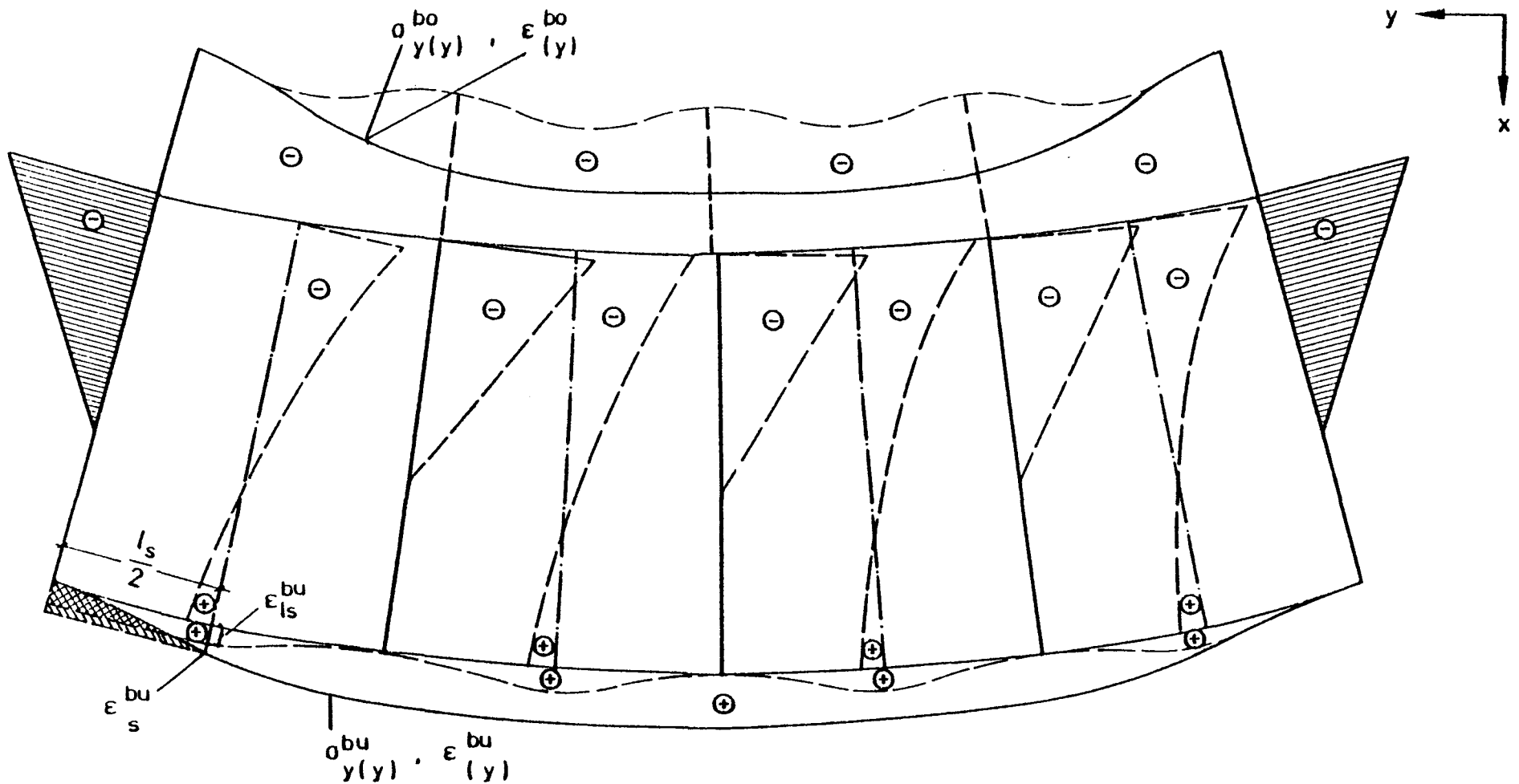
Mit dieser Näherung ist es möglich, die Annahmen und Gleichungen des Abschnittes 6.3 auch für den abgeschlossenen Erstrißbereich bzw. engem Abstand geöffneter Fugen zu verwenden. Der Fehler, der mit dieser Näherung begangen wird, ist vernachlässigbar gering, da der Einfluß der Zugrandverformungen aus der Betonscheibenwirkung mit zunehmender Rißbildung bzw. engem Fugenabstand stark zurückgeht.

Die Riß- bzw. Fugenspaltbreiten in Höhe des zugrandnächsten Spanngliedes ergeben sich damit in allgemeiner Form zu

$$(6.30) W_{hv}^{BSW} = 2 \cdot \left[\int_0^{l_s/2} (\sigma_{y,s}^{hv} - \mu \cdot \sigma_{x,s}^{hv}) - (\sigma_{y(y)}^{hv} - \mu \cdot \sigma_{x(y)}^{hv}) \right] dy$$

Die Fugenspalt- bzw. Rißbreiten am gezogenen Querschnittsrand ergeben sich damit in Anlehnung an Bild 6.7 zu

$$(6.31) W_{bu}^{BSW} = 2 \int_0^{l_s/2} (\epsilon_{ls}^{bu} - \epsilon_{(y)}^{bu}) dy$$



$$w_{bu}^{BSW} = 2 \int_0^{l_s/2} (\epsilon_s^{bu} - \epsilon_{(y)}^{bu}) dy$$

$$w_{bu}^{BSW} = 2 \int_0^{l_s/2} (\epsilon_{ls}^{bu} - \epsilon_{(y)}^{bu}) dy$$

Bild 6.7: Randspannungen und Verformungen infolge der Betonscheibenwirkung bei engem Fugen- bzw. Rißabstand $< 2 \ell_{BSW}$

Damit können Gesamtriß- bzw. Gesamtfugenspaltbreiten durch Überlagerung der Verschiebungsanteile aus der Verbundbeanspruchung (vgl. Gl. 6.9) und der Betonscheibenverformungen (vgl. Gl. 6.28 bis 6.31) bestimmt werden.

Für biegebeanspruchte Bauteile ergibt sich demnach folgender Ausdruck:

$$(6.32a) \quad W = W_{TV} + W_{BSW} = 2 \cdot \Delta\sigma + W_{BSW}$$

der sich bei ausschließlicher Zugbeanspruchung zu

$$(6.32b) \quad W = W_{TV} = 2 \cdot \Delta\sigma$$

vereinfacht, da in diesem Fall der Betonscheibenanteil nicht zum Tragen kommt.

6.4.2 Vergleich mit Versuchsergebnissen

Zur Überprüfung der vorab aufgeführten Zusammenhänge wurden neben den im Rahmen dieser Untersuchungen durchgeführten Versuchen alle weiteren bekannten Versuche zum Rißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile /5,6,7,13,25/ ausgewertet.

Bei diesen Versuchen wurde nicht nur der Einfluß unterschiedlich ausgebildeter Spannglieder auf die Rißentwicklung segmentärer Spannbetonbauteile untersucht, sondern auch der Einfluß der Verteilung der Spannglieder über die Querschnittsfläche studiert.

Darüber hinaus wurden die Versuchsergebnisse nicht nur an biegebeanspruchten Bauteilen gewonnen, bei denen sich die Rißbreiten aus Verbundbeanspruchungen und Verformungen infolge der Betonscheibenwirkung überlagern, sondern auch an zentrischen Bauteilen ermittelt, bei denen die Fugenspaltbreiten nur aus der Verbundbeanspruchung in der Kontaktfläche Spannstahl/Injektionsmörtel bzw. Injektionsmörtel/Hüllrohr/Beton resultieren.

Damit ist es zum einen möglich, die Richtigkeit der entwickelten Verbundspannungs-Verchiebungs-Beziehungen aufzuzeigen und zum anderen auch die Notwendigkeit der Berücksichtigung der Spaltbreitenanteile infolge der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung bei biegebeanspruchten Betonbauteilen experimentell zu belegen.

Das Ergebnis der Nachrechnung dieser Versuche ist in Bild 6.8 zusammengefaßt.

Diese Darstellung hebt hervor, daß die entwickelte theoretische Beziehung (Gl. 6.32) den gesamten Beanspruchungsbereich, der im Rahmen der Nachweise zur ausreichenden Gebrauchsfähigkeit segmentärer Spannbetonbauteile von Interesse sein kann, wirklichkeitsnah beschreibt.

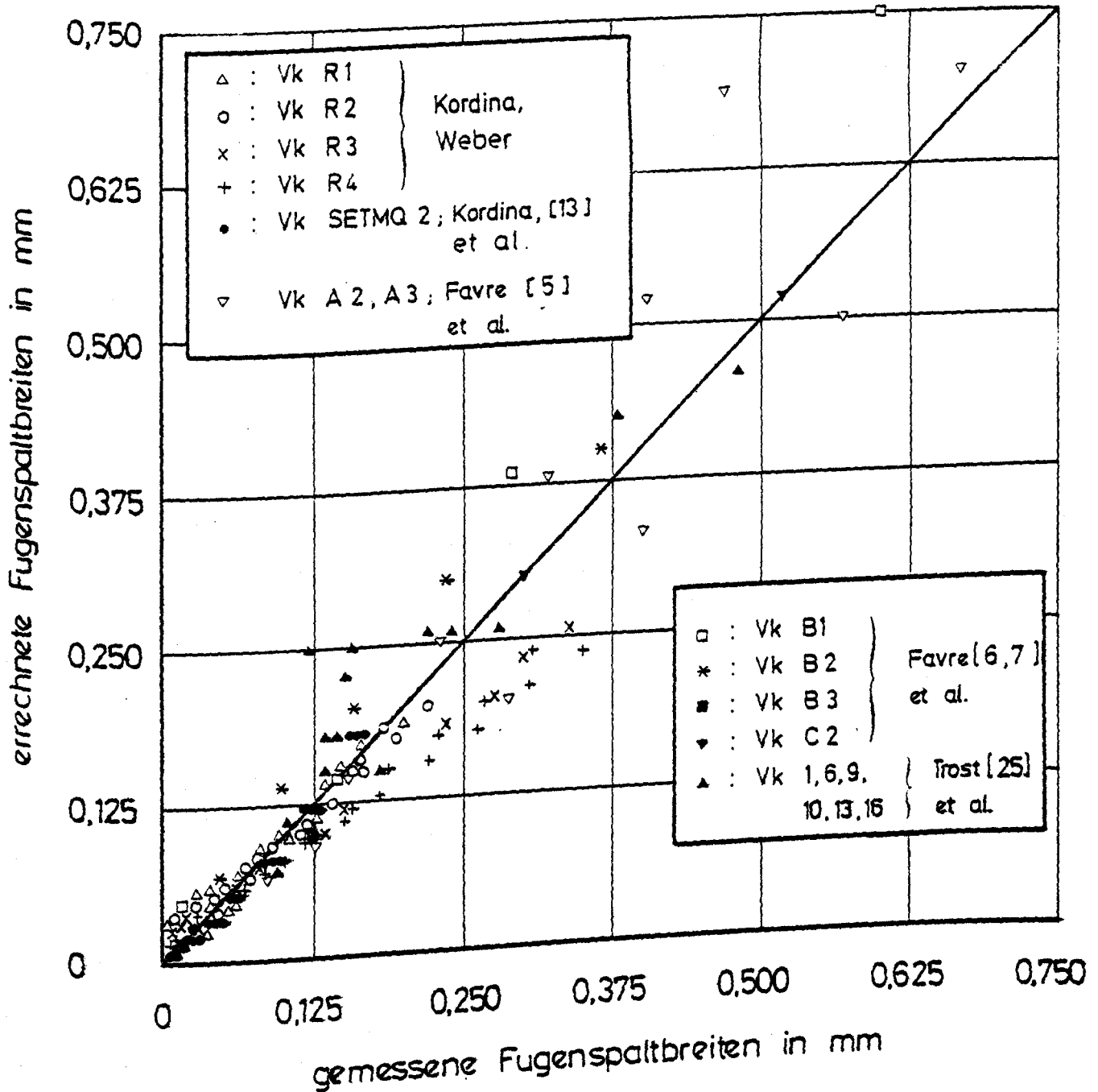


Bild 6.8: Gegenüberstellung der gemessenen und der errechneten Riß- bzw. Fugenspaltbreiten gemäß Gleichung (6.32).

Zur Verdeutlichung der Übereinstimmung im Einzelfall sind in Bild 5.3 (S. 34) den bei den Versuchen R1 bis R4 in Abhängigkeit vom Biegemoment gemessenen Fugenspaltbreiten die zug. mit Gl. 6.32 errechneten Verläufe gegenübergestellt.

In allen Fällen ist die Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwertverläufen gut.

Um den Einfluß der Betonscheibenwirkung auf die Rißentwicklung segmentärer Spannbetonbauteile anzuzeigen, ist in Bild 6.9 für die Balken R1 bis R4 in Abhängigkeit von der Querschnittsgliederung dargestellt, wieviel Prozent der Gesamtfugenspaltbreite auf den Anteil infolge Betonscheibenwirkung entfällt. Gleichzeitig sind durch ein (x) die Kurvenpunkte markiert, bei denen in den Versuchen eine Gesamtfugenspaltbreite von $w_{\text{ges}} = 0,15 \text{ mm}$ in Höhe der Spanngliedachse bzw. am gezogenen Querschnittsrand gemessen wurde.

Diese Auswertung zeigt, daß mit zunehmender Verbundbeanspruchung und damit auch mit größerer Gesamtfugenspaltbreite der prozentuale Spaltbreitenanteil aus den Betonscheibenverformungen abnimmt. Gleichzeitig erhöht sich bei gleichen Verbundbeanspruchungen (ausgedrückt durch die Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$) der Einfluß der Betonscheibenwirkung mit abnehmen der Querschnittsgliederung.

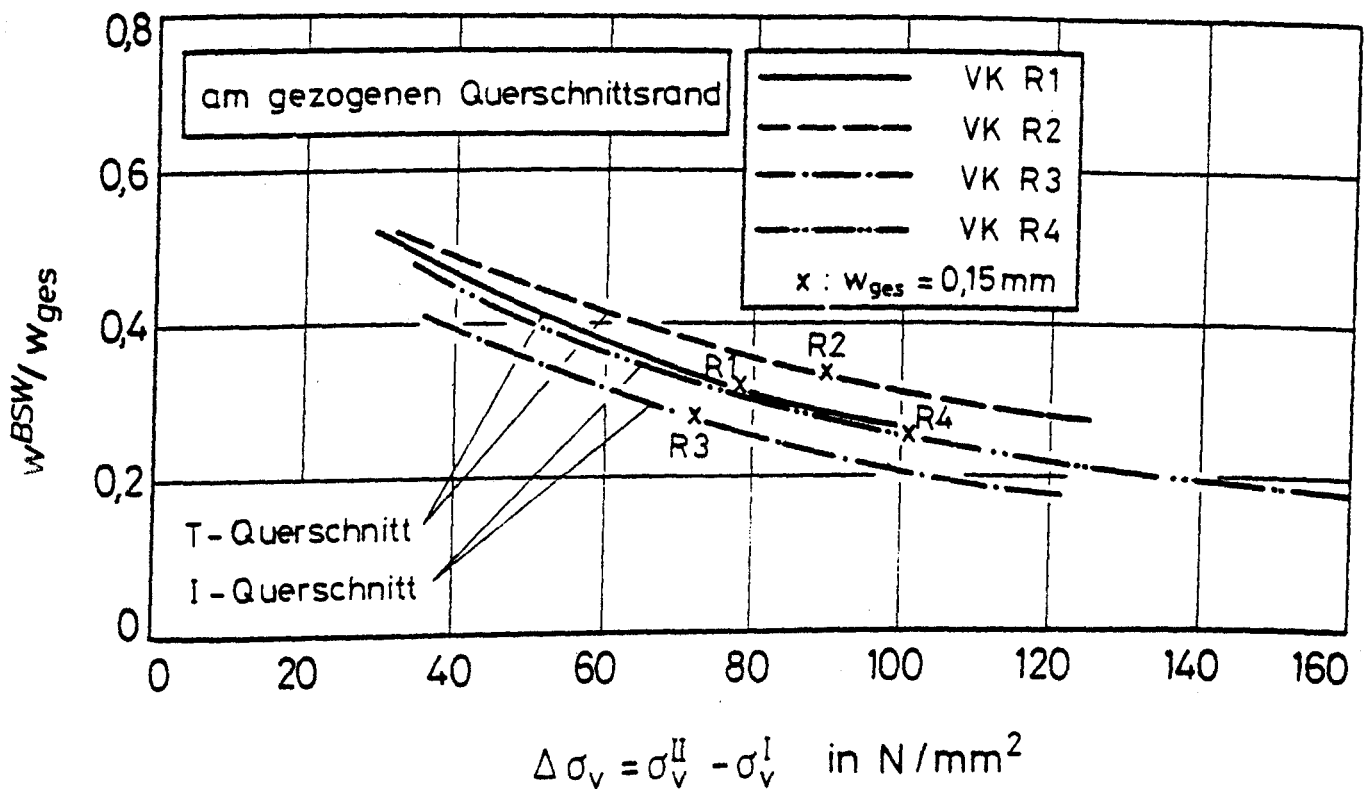
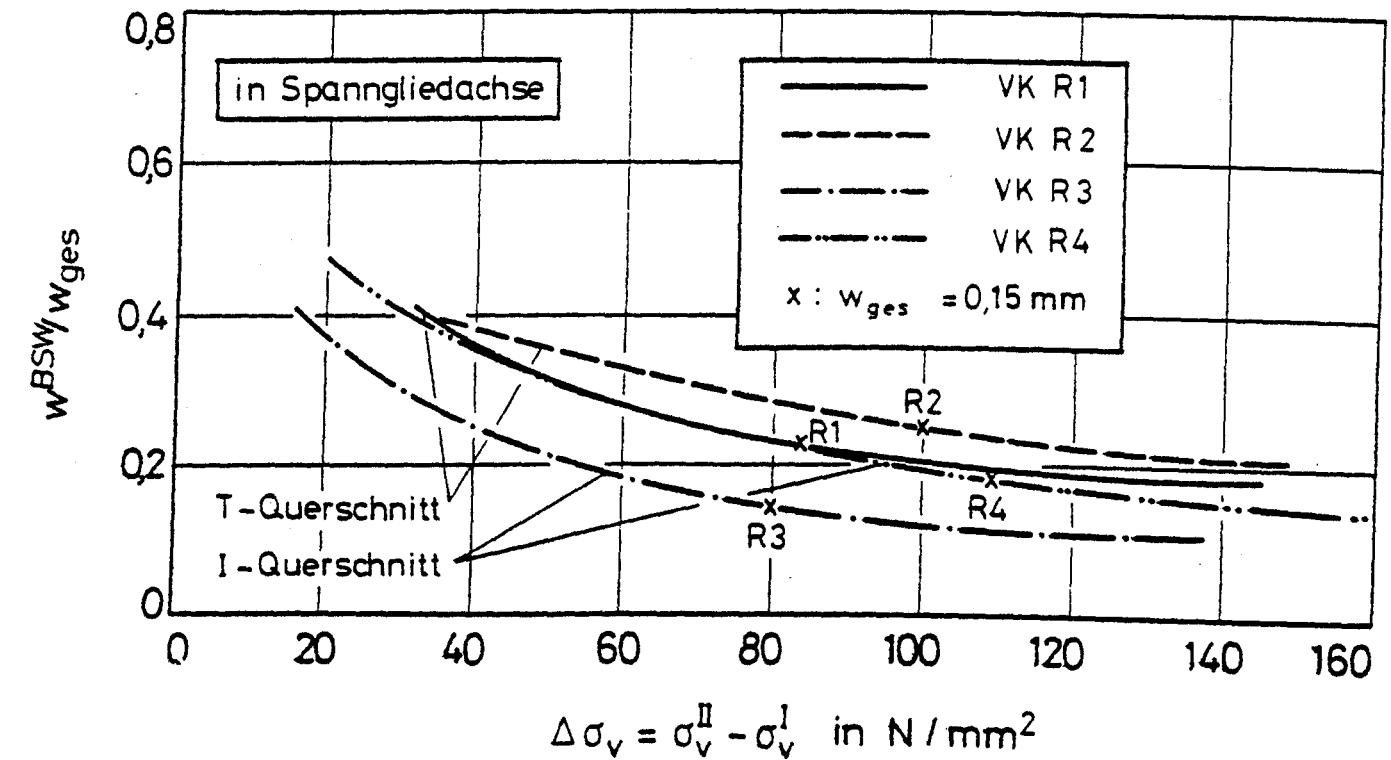


Bild 6.9: Prozentualer Anteil der Spaltbreiten aus Betonscheibenwirkung an der Gesamtfugenbreite in Abhängigkeit von der Querschnittsform und der Spannstahlverbundgüte

Dies bedeutet im praktischen Fall nichts anderes, als daß bei biegebeanspruchten rechteckigen Bauteilen bei gleichen Verbundbeanspruchungen größere Spalt- bzw. Rißbreiten gemessen werden als bei gegliederten (T- bzw. I-Querschnitten).

Gleichzeitig ist jedoch in allen Fällen der Verformungsanteil aus Betonscheibenwirkung am Zugrand größer als in der zugrandnahen Spanngliedachse, da die zugehörigen Zugspannungen aus BSW am gezogenen Querschnittsrand Maximalwerte annehmen.

Der gegenseitige Vergleich der mit (x) gekennzeichneten Punkte, mit dem die Beanspruchungszustände markiert wurden, bei denen in den jeweiligen Versuchen Gesamtfugenspaltbreiten von 0,15 mm gemessen wurden, zeigt, daß bei gleichen Verbundeigenschaften der einliegenden Spannglieder der aus der Betonscheibenwirkung resultierende Spaltbreitenanteil an der Gesamtfugenspaltbreite ansteigt, wenn die Querschnittsgliederung abnimmt (vgl. Balken R1 - R3 bzw. R2 - R 4).

Bei gleicher Querschnittsgliederung (T- oder I-Querschnitte) steigt bei gleicher Gesamtfugenspaltbreite bei gleichzeitig zunehmender zulässiger Verbundbeanspruchung der Spaltbreitenanteil aus BSW mit zunehmender Spannstahlverbundgüte (vgl. Balken R1 - R2 bzw. R3 - R4).

Dieser Einfluß ist bei schwach gegliederten T-Querschnitten weniger ausgeprägt als bei stark gegliederten I-Querschnitten.

Zusammenfassend verdient festgehalten zu werden, daß das Rißverhalten segmentärer biegebeanspruchter Spannbetonbalken stark von den Segmentfugen, den Verbundeigenschaften der einliegenden Spannglieder sowie der Querschnittsform beeinflusst wird. Die eigenen experimentellen Untersuchungen, wie auch die nachfolgende theoretische Analyse, zeigen, daß

- die Fugenspaltbreiten bei gleichen Beanspruchungen mit abnehmender Verbundgüte zunehmen
- bei sonst gleichen Verhältnissen der Einfluß der Betonscheibenwirkung auf das Rißverhalten segmentärer Spannbetonbalken mit abnehmender Querschnittsgliederung zunimmt und
- daß bei gleicher Querschnittsform und gleicher Verbundbeanspruchung der absolute Anteil der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung an der Gesamtfugenspaltbreite mit zunehmender Verbundgüte ansteigt.

6.4.3 Statistische Auswertung

Die vorgenommene Nachrechnung der eigenen und fremden Versuche hat ergeben, daß die entwickelte Spannbreitenformel das Erstrißverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen im gesamten Erstrißbereich unabhängig von der Verbundgüte der einliegenden Spannglieder, der Querschnittsgestaltung und der Belastungsart gut beschreibt.

Sowohl bei den Zugkörpern, bei denen sich die Riß- oder Fugenspaltbreiten nur infolge der Verbundbeanspruchung nach Überschreiten der Riß- oder Dekompressionslast ergeben, als auch bei den biegebeanspruchten Bauteilen, wo sich die Spaltbreiten neben den Verschiebungen infolge der Verbundbeanspruchung auch aus den Verformungen infolge der Betonscheibenwirkung zusammensetzen, konnte der Spaltbreitenverlauf in Abhängigkeit vom Beanspruchungszustand und der Verbundeigenschaften der verwendeten Spannglieder sehr gut nachvollzogen werden.

Eine statistische Analyse der Meß- und Rechenergebnisse erlaubt weitere Aufschlüsse über die Eignung der entwickelten Beziehungen als Grundlage für Bemessungsansätze.

In Tabelle 6.1 sind die Ergebnisse dieser Untersuchung enthalten. Unter der Annahme, daß sämtliche Daten der Gauß'schen Normalverteilung gehorchen, kann zunächst die theoretische Analyse des Verbundverhaltens zugbeanspruchter Spannbetonbauteile diskutiert werden:

Der Vergleich der an den Zugkörpern von /6,7, 25/ gemessenen Riß- bzw. Fugenspaltbreiten mit den nur unter Auswertung der Verbundbeanspruchung sich ergebenden rechnerischen Werten zeigt, daß die rechnerischen Ergebnisse die im Versuch gemessenen im Mittel nur um 0,55 % unterschätzen. Diese sehr geringe Abweichung unterstreicht, daß der erläuterte und theoretisch analysierte Verbundmechanismus die tatsächlich im Bauwerk vorherrschenden Verhältnisse richtig widerspiegelt.

Da die - auch bei gleichen Verbund- und Beanspruchungsverhältnissen - gemessenen Riß- und Fugenspaltbreiten Streuungen aufweisen, ist für eine Beurteilung nicht nur der Mittelwert zwischen Meß- und Rechenwert von Interesse, sondern auch die aus der Standardabweichung errechnete 95 %-Fraktile von Bedeutung, die in diesem Fall zeigt, daß 95 % aller im Versuch gemessenen Riß- bzw. Fugenspaltbreiten kleiner sind als das 1,554-fache der rechnerisch ermittelten mittleren Riß- bzw. Fugenspaltbreiten.

Um den signifikanten Einfluß der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung auf die Spaltbreitenentwicklung aufzuzeigen, wurden den entsprechenden Versuchsergebnissen der biegebeanspruchten Segmentbalken die rechnerischen Werte gegenübergestellt, die sich einmal nur aus der Verbundwirkung und zum anderen aus der überlagerten Verbund-/Betonscheibenwirkung ergeben.

Werden die rechnerischen Fugenspaltbreiten biegebeanspruchter Segmentbauteile nur aus der Verbundbeanspruchung der zugrandnahen Spannglieder ermittelt - wie dies im Nachweisverfahren gemäß Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, der Fall ist -, so offenbart der statistische Vergleich, daß trotz der richtigen theoretischen Behandlung des Verbundverhaltens die rechnerischen Spaltbreiten die zugehörigen Meßwerte im Mittel um ca. 73 % unterschätzen. Die 95 %-Fraktile zeigt, daß 95 % aller Meßwerte größer sind als das 2,565-fache der rechnerischen Mittelwerte.

	Versuche an Zugkörpern	Versuche an Biegebalken ohne Berück- sichtigung des Spaltbreitenan- teils aus Beton- scheibenwirkung	Versuche an Biegebalken mit Berück- sichtigung des Spaltbreitenan- teils aus Beton- scheibenwirkung	Versuche an Biegebalken (mit Berück- sichtigung der BSW) und Zug- körpern
Mittelwert M_w	1,0055	1,727	1,118	1,092
Varianz V	0,1119	0,2611	0,0563	0,0705
Standardabweichung S	0,3345	0,5110	0,2372	0,2656
mittlerer Fehler des Mittelwertes SM	0,060	0,0533	0,023	0,0229
Variationskoeffizient VK	0,0597	0,0309	0,0208	0,0209
5 %-Fraktile $\alpha_5 \%$	0,457	0,8894	0,729	0,6564
95 %-Fraktile $\alpha_{95} \%$	1,554	2,565	1,507	1,528

n = Anzahl der Meßwerte

w_{gem} = gemessene Riß- bzw. Fugenspaltbreiten

w_{ger} = mit Gleichung (6.32) errechnete Fugen- bzw. Rißspaltbreiten

Mittelwert $M_w = \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_{gem}}{w_{ger}} \right) / n$

Varianz $V = \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_{gem}}{w_{ger}} - M_w \right)^2 / (n-1)$

Standardabweichung $S = \sqrt{V}$, Mittlerer Fehler des Mittelwertes $SM = S/\sqrt{n}$

Variationskoeffizient $VK = SM/M_w$

5 %-Fraktile $\alpha_5 \%$ = $M_w - 1,64 S$ 95 %-Fraktile $\alpha_{95} \%$ = $M_w + 1,64 S$

Tabelle 6.1: Statistische Auswertung der gemessenen und mit Gleichung (6.32) errechneten Riß- und Fugenspaltbreiten nach der Gauß-Verteilung

Wenn dagegen die Spaltbreiten biegebeanspruchter Segmentbauteile unter Berücksichtigung der Verbundbeanspruchung der zugrannnahen Spannglieder sowie der Verformungen aus Betonscheibenwirkung ermittelt werden, so zeigt die statistische Analyse, daß die somit erhaltenen rechnerischen Werte die entsprechenden Meßdaten nur noch um 11,8 % unterschätzen. Diese geringe Unterschätzung der im Versuch gemessenen Werte ist - angesichts der gerade bei den Versuchen an biegebeanspruchten Segmentbauteilen häufig unzureichenden Angaben zu den Materialkenngrößen - vertretbar. Die 95 %-Fraktile liegt mit 1,507 weit unterhalb der vom Stahlbetonbau her bekannten Ergebnisse.

Diese Gegenüberstellung läßt erkennen, daß zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Spaltbreiten biegebeanspruchter Segmentkonstruktionen der Einfluß der Betonscheibenwirkung auf die Spaltbreiten nicht unberücksichtigt bleiben darf.

7. Entwicklung eines Nachweisverfahrens zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten segmentärer Spannbetonbauteile

Wegen der großen Korrosionsempfindlichkeit handelsüblicher Spannglieder mit nachträglichem Verbund ist es notwendig, im Spannbetonbau die Breite auftretender Risse besonders sorgfältig zu begrenzen.

Bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart konzentrieren sich die Maßnahmen zur Rißbegrenzung i. w. auf die Segmentfugenbereiche, da hier ungünstigstenfalls bereits mit Überschreiten der

Dekompressionslast Fugenöffnungen auftreten können, deren Breite im Hinblick auf den erforderlichen Korrosionsschutz kritische Werte annehmen, bevor außerhalb der Fugenbereiche weitere Risse im Segmentbeton entstehen.

Die vorgenommene Überprüfung der entwickelten Rißbreitengleichung (6.32) mit vorliegenden Versuchsergebnissen zeigte in allen Fällen gute Übereinstimmung mit bekannten Versuchsergebnissen, was durch die nachfolgende statistische Analyse bestätigt wurde.

Für eine praktische Anwendung sind die mit Gleichung 6.32 beschriebenen Zusammenhänge viel zu aufwendig. Außerdem ist es in der Praxis bei Entwurf und Bemessung segmentärer Bauwerke nicht notwendig, die Fugenspaltbreitenentwicklung in Abhängigkeit von der äußeren Beanspruchung zu kennen, vielmehr müssen einfach zu handhabende Regelungen bereitstehen, die angeben, welche Anforderungen hinsichtlich Beanspruchungszustand, Verbundgüte der einliegenden Spannstahlbewehrung sowie Einpreßmörtelgüte einzuhalten sind, damit eine als zulässig erachtete Fugenspaltbreite dauerhaft verlässlich nicht überschritten wird.

Dieser Zielsetzung folgend galt es, die Gleichung 6.32 unter Berücksichtigung der Ergebnisse der statistischen Analyse durch eine praktikable Formulierung zu approximieren ohne im interessierenden Anwendungsbereich einen Genauigkeitsverlust hinnehmen zu müssen.

Da im Spannbetonbau im allgemeinen und im Segmentbau im besonderen auch im Einzelfall keine unzulässig großen Fugenspaltbreiten zugelassen werden können, muß die gesuchte Nachweisgleichung die auf die 95 %-Fraktile bezogene Gleichung 6.32 beschreiben:

beschreiben.

$$(7.1) \text{ zul } W_{95\%} = (W_{TV} + W_{BSW}) \cdot K_{95\%}$$

$$\text{mit } K_{95\%} = 1,528$$

Im Hinblick auf einen dauerhaften Schutz der einliegenden zugrandnächsten Spannglieder darf die mit Erreichen der zulässigen Biegezugfestigkeit des Segmentbetons auftretende Fugenspaltweite ein zulässiges Maß nicht überschreiten.

In /15/ wird hervorgehoben, daß im Segmentbau im Falle von Fugenöffnungen Spaltbreiten in Höhe des zugrandnächsten Spanngliedes einen Wert von $w = 0,15$ mm nicht überschreiten sollten und die entsprechende Spaltbreitengleichung in DIN 4227 Teil 3E /4/ deshalb auf diesen zulässigen Wert abgestimmt ist.

Die angegebenen zulässigen Fugenspaltbreiten gelten für übliche Brückenbauwerke. Da es aber auch durchaus vorstellbar ist, daß in besonderen Anwendungsfällen entweder geringere oder auch größere Fugenspaltbreiten akzeptiert werden können, soll die herzuleitende Bemessungsgleichung nicht nur auf eine zulässige Fugenspaltbreite begrenzt, sondern für ein breiteres Spektrum ausgelegt werden.

Umfangreiche Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß die entsprechend umgestellte Gl. 7.1 sehr gut durch eine Funktion der allgemeinen Form

$$(7.2) \quad \max d_v \leq \frac{\beta_c \cdot r \cdot 10^4}{\Delta \sigma_v^2} \quad \begin{array}{l} \text{für Gewindestäbe,} \\ \text{Litzen und} \\ \text{profilierte} \\ \text{Drähte} \end{array}$$

bzw.

$$(7.3) \quad \max d_v \leq \frac{\sqrt{\beta_c} \cdot r \cdot 10^4}{\Delta \sigma_v^2} \quad \begin{array}{l} \text{für glatte Stäbe} \\ \text{und glatte} \\ \text{Drähte} \end{array}$$

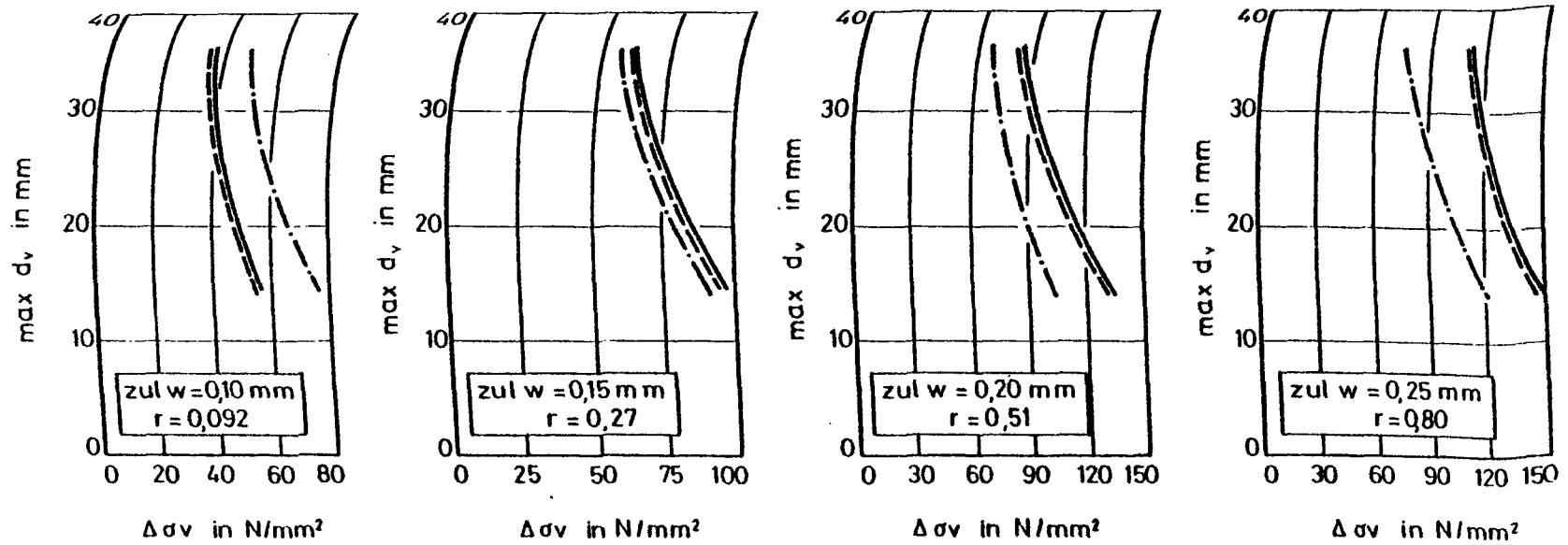
beschrieben werden kann.

Die maßgebenden r -Werte sind in Abhängigkeit von der Spannstahlart und der zulässigen Fugenspaltbreite in Tabelle 7.1 eingetragen. Ebenso ist der entsprechende Verlauf in den Bildern 7.1 bis 7.3 dargestellt (-----). Es zeigt sich, daß die Übereinstimmung zwischen der Näherung gemäß Gleichung (7.2) bzw. (7.3) und dem exakten Zusammenhang nach Gleichung (7.1) im gesamten Anwendungsbereich sehr gut ist. Mit diesen einfachen Ansätzen, die im Prinzip der Gleichung 18 nach DIN 1045 (Ausgabe Dezember 1978) zur Begrenzung der Rißbreiten bei Stahlbetonbauteilen ähneln, kann auf einfache Weise der Nachweis ausreichender Spaltbreitenbeschränkung unter der maßgebenden Belastungskombination erbracht werden:

1. Mit vorgegebenem Spannstahlbewehrungsgehalt und def. Beanspruchungskombination /4/ kann die Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ ermittelt werden.
2. Mit der Wahl eines Spanngliedtyps (glatte Stäbe, Gewindestäbe oder Litzen) kann aus Tabelle 7.1 unter Berücksichtigung der zulässigen Fugenspaltbreite der maßgebende r -Wert und mit Gleichung (7.2) oder (7.3) der maximal zulässige Spannglieddurchmesser als Funktion der Einpreßmörtelgüte ermittelt werden.

In den Bildern 7.1 bis 7.3 sind ergänzend die entsprechenden Beziehungen eingetragen, die sich durch Auswertung von Gleichung (2) aus DIN 4227 Teil 3E ergeben. Der Vergleich der Funktionsverläufe zeigt, daß

- der Nachweis zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten gemäß DIN 4227 Teil 3E für zul. $w = 0,10$ mm unabhängig von der Verbundgüte der einliegenden Spannglieder auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse liefert und
- für zul. $w \geq 0,15$ mm für alle Spanngliedarten zu vorsichtige Werte ergibt, lediglich für zul. $w = 0,15$ mm und Verwendung von Gewindestäben stimmen die Ergebnisse nach Gleichung (2) DIN 4227 Teil 3E und die Werte gemäß Gleichung (7.2) weitgehend überein.



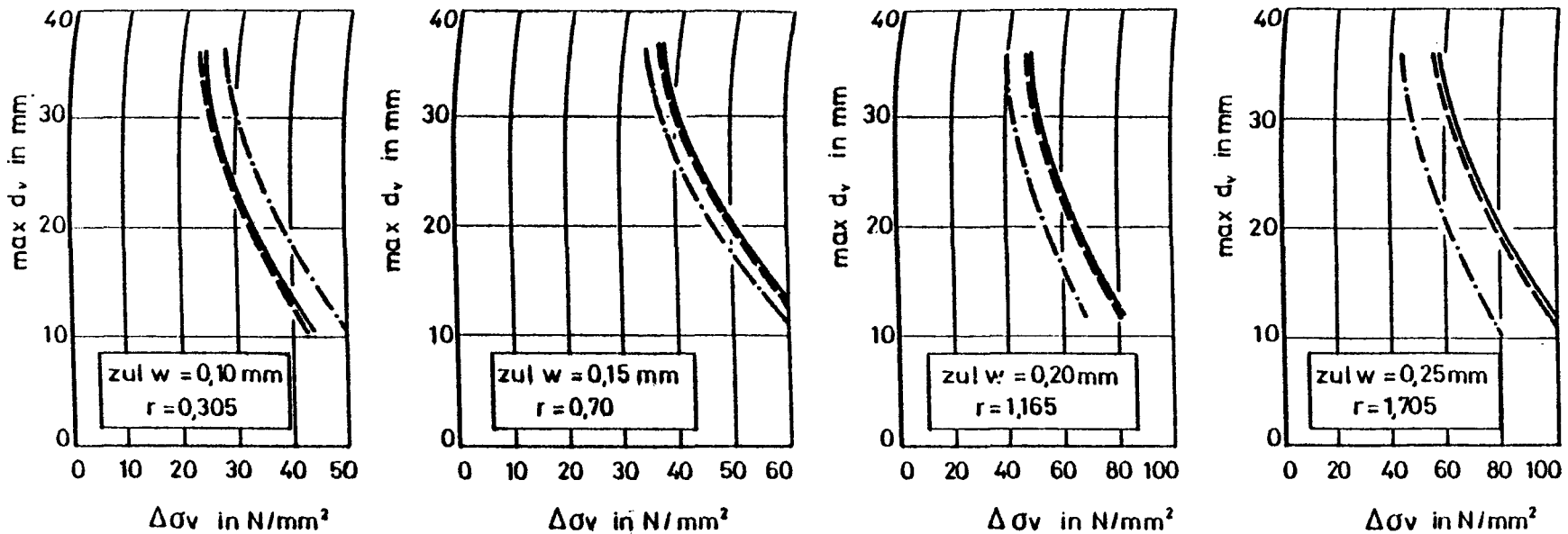
— $\max d_v = f(\beta_c, f_r, A_v, U_v, \text{zul } w, w^{\text{BSW}}, \Delta \sigma_v)$ gemäß Gl.6.1

----- $\max d_v \leq \frac{r \cdot \beta_c}{\Delta \sigma_v^2} \cdot 10^4, r = f(f_r, \text{zul } w)$

- · - · - $\max d_v \leq \sqrt{\frac{\text{zul } w \cdot E_v \cdot U_v \cdot \xi \cdot \tau_{\text{zul}}}{1,18 \cdot \Delta \sigma_v^2}}$ gemäß Gl.2, DIN 4227, Teil 3E

$\beta_c = 50 \text{ N/mm}^2$

Bild 7.1.: Maximal zulässiger Spannstahldurchmesser zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit von der Stahlspannungsdifferenz bei Verwendung gerippter Spannstäbe

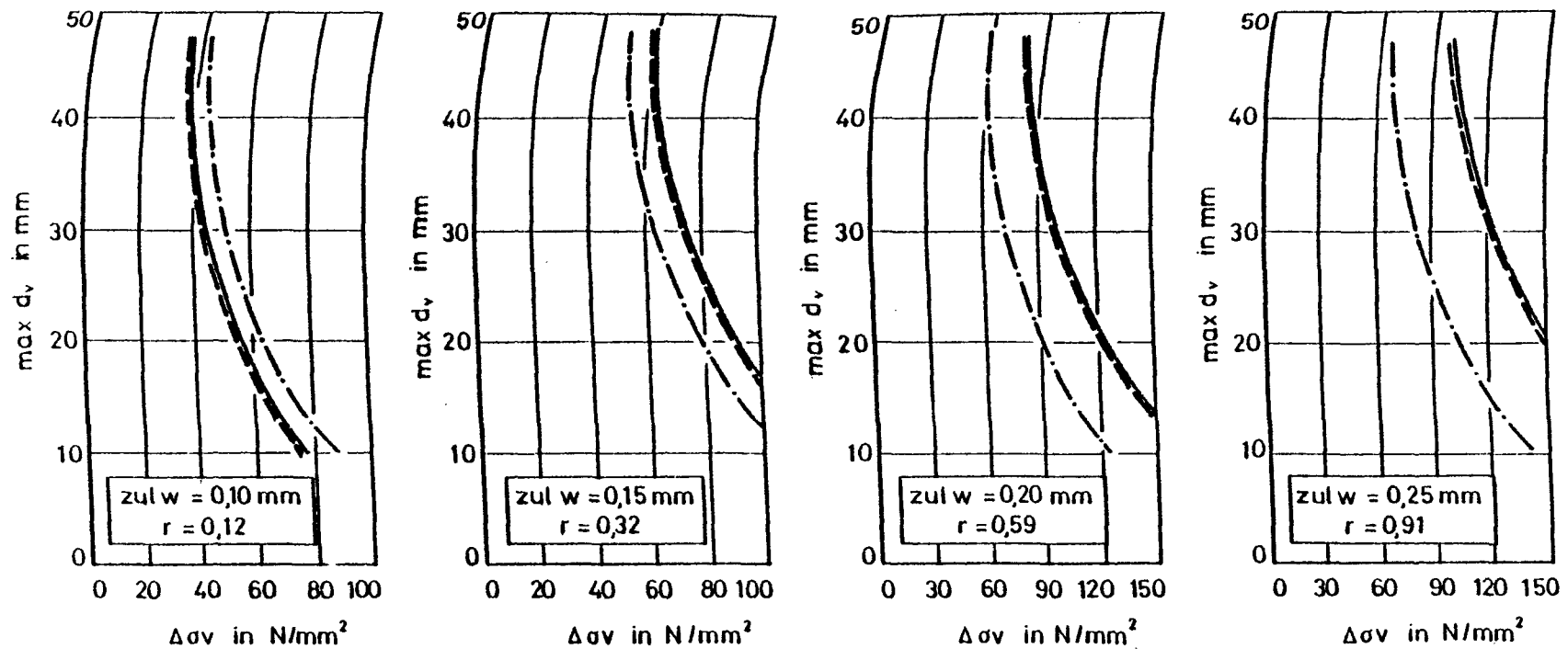


—— $\max d_v = f(\beta_c, f_r, A_v, U_v, \text{zul } w, w^{\text{BSW}}, \Delta\sigma_v)$ gemäß Gl.6.1

----- $\max d_v \leq \frac{r \cdot \sqrt{\beta_c}}{\Delta\sigma_v^2} \cdot 10^4, r = f(f_r, \text{zul } w)$

- · - · - $\max d_v \leq \sqrt{\frac{\text{zul } w \cdot E_v \cdot U_v \cdot \zeta \cdot \tau_{\text{zul}}}{1,18 \cdot \Delta\sigma_v^2}}$ gemäß Gl.2, DIN 4227, Teil 3E

Bild 7.2: Maximal zulässiger Spannstahldurchmesser zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit von der Stahlspannungsdifferenz bei Verwendung glatter Spannstäbe und glatter Spanndrähte



— $\max d_v = f(\beta_c, f_r, A_v, U_v, \text{zul } w, w^{\text{BSW}}, \Delta\sigma_v)$ gemäß Gl.6.1

----- $\max d_v \approx \frac{r \cdot \beta_c}{\Delta\sigma_v^2} \cdot 10^4$, $r = f(f_r, \text{zul } w)$

- · - · - $\max d_v \leq \sqrt{\frac{\text{zul } w \cdot E_v \cdot U_v \cdot \zeta \cdot \tau_{\text{zul}}}{1,18 \cdot \Delta\sigma_v^2}}$ gemäß Gl.2, DIN 4227, Teil 3E

$\beta_c = 50 \text{ N/mm}^2$, $U_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_v}$, $d_v = \sqrt{4 \cdot A_v / \pi}$

Bild 7.3: Maximal zulässiger Spannstahldurchmesser zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit von der Stahlspannungsdifferenz bei Verwendung von Spannstahllitzen

	zul w = 0,10 mm	zul w = 0,15 mm	zul w = 0,20 mm	zul w = 0,25 mm
gerippte Einzelstäbe	0,092	0,27	0,51	0,80
Litzen, profilierte Spannstähle	0,120	0,32	0,59	0,91
glatte Spannstähle	0,305	0,70	1,165	1,705

Tabelle 7.1: Beiwerte r zur Ermittlung des maximal zulässigen Spannstahldurchmessers zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart

8. Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das Rißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile mit dem Ziel untersucht, ein Nachweisverfahren zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten im Gebrauchslastbereich zu erarbeiten.

Im experimentellen Teil dieses Forschungsvorhabens wurde in insgesamt vier Versuchen das Rißverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart in Abhängigkeit von der Querschnittsform und den Spannstahlverbundeigenschaften studiert. Dazu wurden die Bauteildurchbiegungen, die Spannstahldehnungen, die Betonverformungen sowie die Riß- und Fugenspaltbreitenentwicklung laststufenweise gemessen. Diese Untersuchungsergebnisse zeigten, daß das Rißverhalten segmentärer Spannbetonbalken neben den Spannstahlverbund-

eigenschaften entscheidend auch von der Querschnittsform beeinflusst wird:

- So nehmen bei gleicher Querschnittsform die Rißbreiten und die Rißabstände zu, wenn die Spannstahlverbundgüte abnimmt.
- Bei gleicher Spannstahlverbundgüte, aber unterschiedlicher Querschnittsform, nehmen Rißabstände und Rißbreiten zu, wenn auch die Querschnittsgliederung ($T \longrightarrow I$) zunimmt.

Dieses Rißverhalten wurde analysiert und unter Beachtung der wesentlichen Einflußgrößen eine Beziehung entwickelt, mit der die Fugenspaltbreitenentwicklung beliebig ausgebildeter und beanspruchter Segmentbaukonstruktionen beschrieben werden kann.

Die Richtigkeit dieser Lösung wurde durch Nachrechnung aller bekannten Versuche und einer anschließenden statistischen Analyse bestätigt. Hieraus konnte ein einfach zu handhabendes, praxisgerechtes Verfahren zum Nachweis ausreichender Fugenspaltbreitenbegrenzung abgeleitet werden, die die um die 95 %-Fraktile erweiterten exakten Beziehungen im praktisch untersuchten Bereich ausreichend genau approximiert.

Die vorliegende Untersuchung wurde finanziert, um gesicherte Grundlagen für eine abschließende Beratung von DIN 4227, Teil 3 in Bezug auf eine Begrenzung der Segmentfugenspaltbreiten zu schaffen. Der Vergleich der mit den vorlie-

genden Untersuchungen erzielten Ergebnisse mit jenen, die anhand des Nachweisverfahrens zur Segmentfugenspaltbreitenbegrenzung gemäß DIN 4227 Teil 3E /4/ erhalten wurden, zeigte:

- das hier abgeleitete Nachweisverfahren ist wesentlich einfacher in der Anwendung als das nach DIN 4227 Teil 3E /4/
- das Nachweisverfahren gemäß /4/ liefert für zul. Fugenspaltbreiten $< 0,15$ mm (d. h. für aggressive Umweltbedingungen) Ergebnisse, die auf der unsicheren Seite und für zul. Fugenspaltbreiten $\geq 0,15$ mm Ergebnisse, die z. T. auf der zu sicheren , also unwirtschaftlichen, Seite liegen.

LITERATURVERZEICHNIS

- / 1/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke
aus Stahlbeton und Spannbeton
DAfStb., April 1978, Berlin

- / 2/ Cordes, H.; Thormälen, U.; Trost, H.:
Zum Nachweis der Rißbreitenbeschränkung
nach DIN 4227 Beton- und Stahlbetonbau,
Heft 7, 1980, Seite 169-172

- / 3/ Dartsch, D.:
Vorbeugende Maßnahmen zum Vermeiden un-
erwünschter Risse im Beton
beton, Heft 4, 1976, Seite 130-134

- / 4/ DIN 4227 Teil 3E, Spannbetonbauteile in
Segmentbauart Oktober 1981, Beuth-Verlag,
Berlin

- / 5/ Favre, R.; Coendoz, G.:
Étude expérimentale de la fissuration
des poutres précontraintes à segments
préfabriqués
Rapport No. 2, École Polytechnique
Fédérale de Lausanne, Centre d'Etude
du Béton Armé et Précontraint, 1976

- / 6/ Favre, R.; Rojas, J.; Vaucher, A.:
Étude expérimentale de la fissuration
des poutres précontraintes à segments
préfabriqués, Essais sur tirants,
No. 3, École Polytechnique Fédérale de
Lausanne, Centre d'Étude du Béton Armé
et Précontraint, 1976

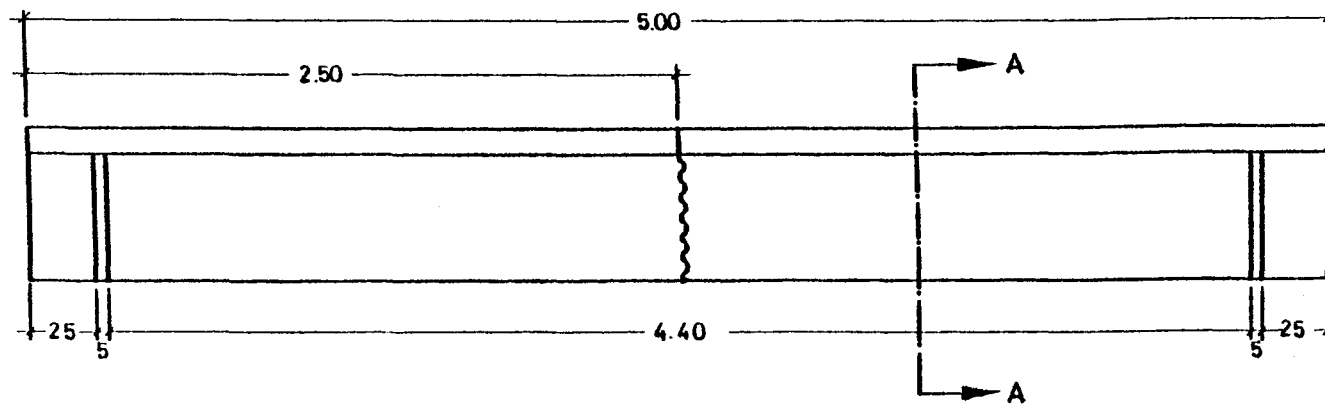
- / 7/ Favre, R.; Rojas, J.; Vaucher, A.:
Étude expérimentale de la fissuration
des poutres précontraintes à segments
préfabriqués, Essais sur tirants
précontraints et conclusions sur
l'ensemble de la recherche, 1978,
No. 4, École Polytechnique Fédérale de
Lausanne, Centre d'Étude du Béton Armé
et Précontraint, 1978

- / 8/ Favre, R.; Rojas, J.; Vaucher, A.:
Vérification de la fissuration de
structures préfabriqués assemblées
par précontrainte
Annales de l'Institut Technique du
Bâtiment et des Travaux Publics,
No. 371 Avril 1979
- / 9/ Guckenberger, K.; Daschner, F.,
Kupfer, H.:
Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau
Heft 311 der Schriftenreihe des DAfStb.,
1980, Berlin
- /10/ Heilmann, H. G.:
Beziehungen zwischen Zug- und Druck-
festigkeit des Betons
beton, Heft 2, 1969, Seite 68-70
- /11/ Heilmann, H. G.:
Zugspannung und Dehnung in unbewehrten
Betonquerschnitten bei exzentrischer
Belastung
Heft 269 der Schriftenreihe des DAfStb.,
1976, Berlin
- /12/ Ivering, J. W.; Kordina, K.:
Begrenzung der Fugenspaltbreiten bei
Spannbetonbauteilen in Segmentbauart
Bauingenieur, Heft 2, 1982
- /13/ Kordina, K.; Teutsch, M.; Weber, V.:
Spannbetonbauteile in Segmentbauweise
unter kombinierter Beanspruchung aus
Torsion, Biegung und Querkraft
Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität
Braunschweig, 1981
- /14/ Kordina, K.; Weber, V.:
Einfluß der Ausbildung unbewehrter Preß-
fugen auf die Tragfähigkeit von schrägen
Druckstreben in den Stegen von Segment-
bauteilen
Bericht des Instituts für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz der Tech-
nischen Universität Braunschweig, 1982

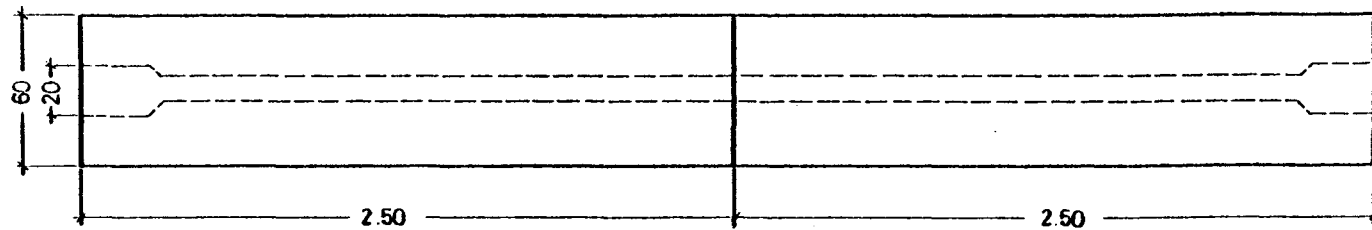
- /15/ Kordina, K.; Weber, V.:
Begrenzung der Fugenspaltbreiten nach
DIN 4227 Teil 3E bei Spannbetonbauteilen
in Segmentbauart
Bericht anlässlich der FIP-Tagung 1982
Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität
Braunschweig, 1981
- /16/ Kordina, K.; Weber, V.:
Schubtragfähigkeit segmentärer Spannbe-
tonbauteile in Abhängigkeit von der Aus-
bildung unbewehrter Betonverfüllungen
Bericht des Instituts für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz der Technischen
Universität Braunschweig, 1982,
- /17/ Kordina, K.; Weber, V.:
Verbundverhalten dauerschwellbeanspruch-
ter Spannglieder
Bericht des Instituts für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz der Tech-
nischen Universität Braunschweig, 1983,
in Vorbereitung
- /18/ Kupfer, H.; Daschner, F.;
Guckenberger, K.:
Untersuchung des Tragverhaltens von aus
Fertigteilen zusammengespannten Biege-
gliedern (Kunstharz-Klebefuge)
Lehrstuhl für Massivbau, Technische
Hochschule München, 1975
- /19/ Kupfer, H.; Daschner, F.; Ruhnau, J.:
Untersuchung des Tragverhaltens eines aus
Betonfertigteilen zusammengespannten Trä-
gers mit Verklebung in den Fugen
Lehrstuhl für Massivbau, Technische
Hochschule München, 1972
- /20/ Kupfer, H.; Guckenberger, K.;
Daschner, F.:
Tragverhalten von aus Fertigteilen zusam-
mengespannten Biegegliedern mit Zement-
mörtelfuge
Lehrstuhl für Massivbau, Technische
Universität München, 1979

- /21/ Malcov, K.; Karavaev, A.:
Abhängigkeit der Festigkeit des Betons
auf Zug bei Biegung und ausmittiger Be-
lastung von den Querschnittsabmessungen
Wissenschaftliche Zeitschrift der Tech-
nischen Universität Dresden, Heft 6,
1968, Seite 1545-1547
- /22/ Noakowski, P.:
Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen
bei Zwangbeanspruchung infolge Tempe-
ratur
Heft 296 der Schriftenreihe des DAfStb.,
1978, Berlin
- /23/ Rüschi, H.:
Die Ableitung der charakteristischen
Werte der Betonzugfestigkeit
beton, Heft 2, 1975, Seite 55-58
- /24/ Thormählen, U.:
Zum Einfluß von Spanngliedern mit nach-
träglichen Verbund auf Rißbildung und
Rißbreitenbeschränkung bei teilweise vor-
gespannten Konstruktionen
(Dissertation)
RWTH Aachen, 1978
- /25/ Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.;
Hagen, H.:
Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit
von Spanngliedern und ihre Bedeutung für
Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung
Heft 310 der Schriftenreihe des DAfStb.,
1980, Berlin
- /26/ Den Uijl, Ir. I. A.:
Verbundeigenschaften von Litzen unter
einmaliger und wiederholter Beanspruchung
- Betonforschung unterwegs -
Heron, Vol. 21, No. 2, 1976
- /27/ Weber, V.:
Untersuchung des Rißverhaltens segmen-
tärer Spannbetonbauteile
Dissertation, Heft 53 der Schriftenreihe
des Instituts für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen Univer-
sität Braunschweig, 1982

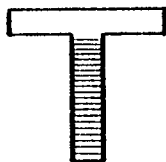
Schalplan der Versuchsbalken R1 und R2



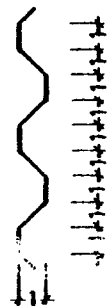
Draufsicht



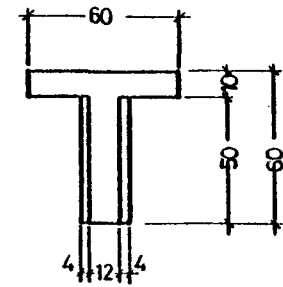
Ansicht: Fugenquerschnitt



Detail: Fugenprofilierung



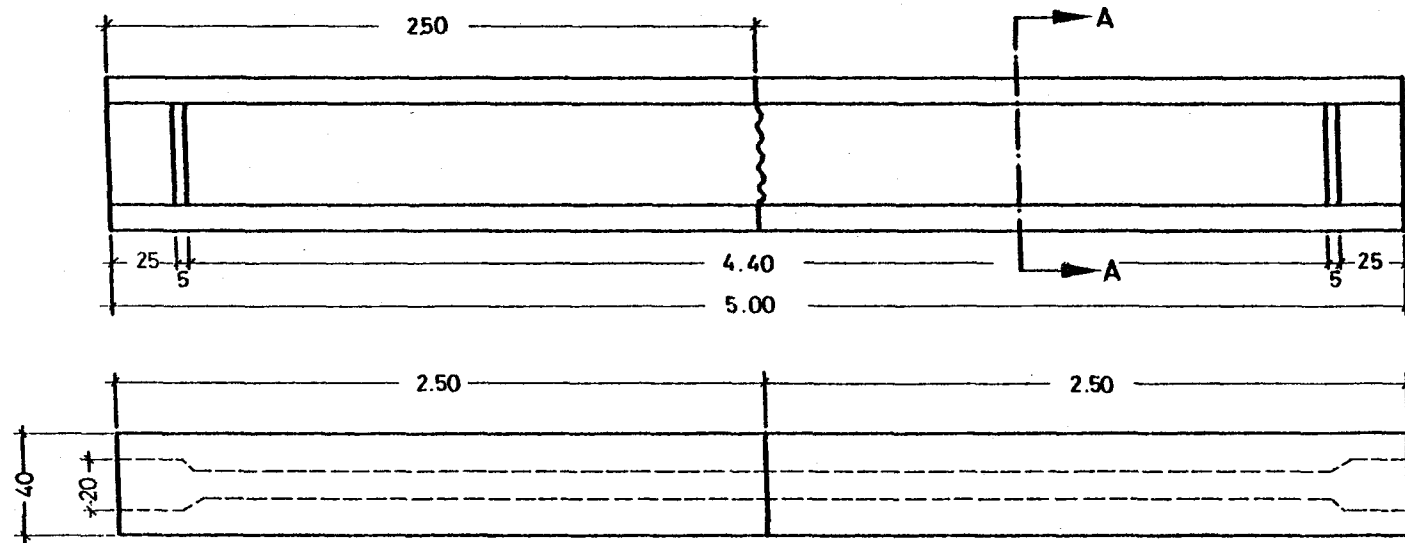
Schnitt A-A



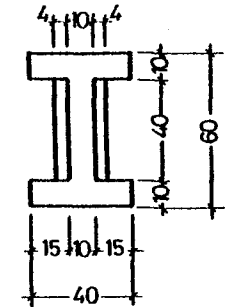
Beton : B 35
Stahl : BSt 420/500RU
Spannstahl: St 835/1030

Anlage 2.1a

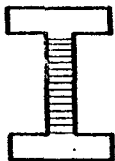
Schalplan der Versuchsbalken R3 und R4



Schnitt A-A



Ansicht: Fugenquerschnitt



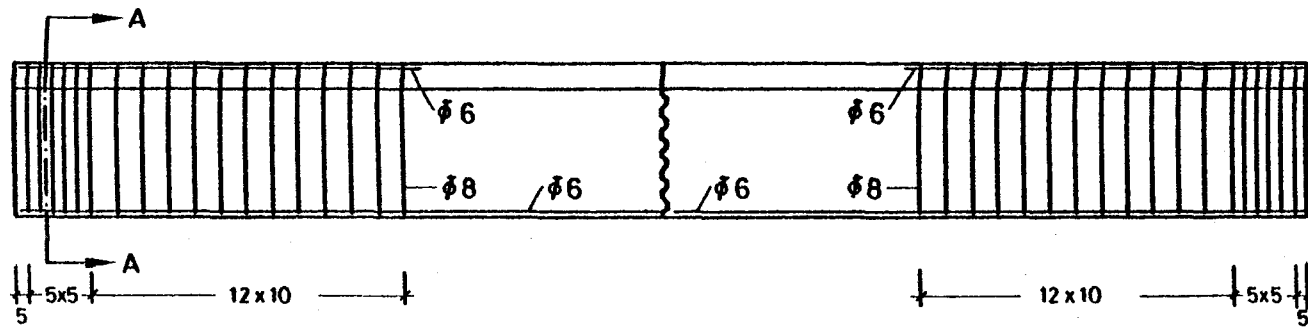
Detail: Fugenprofilierung



Beton : B 35

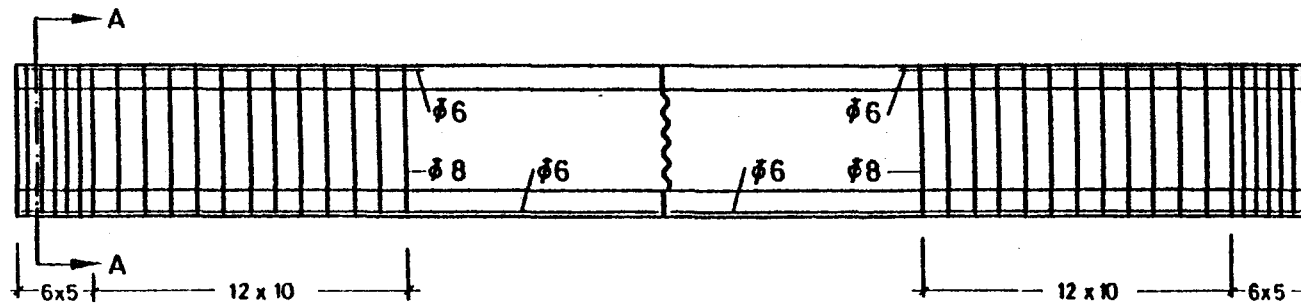
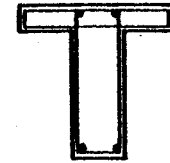
Stahl : BSt 420/500 RU

Spannstahl: St 835/1030



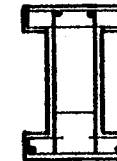
Bewehrungsplan der Versuchsbalken R1 und R2

Schnitt A-A



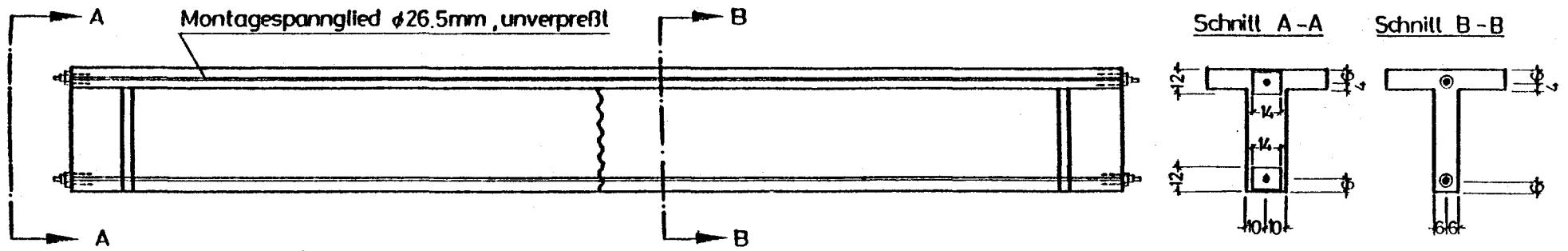
Bewehrungsplan der Versuchsbalken R3 und R4

Schnitt A-A

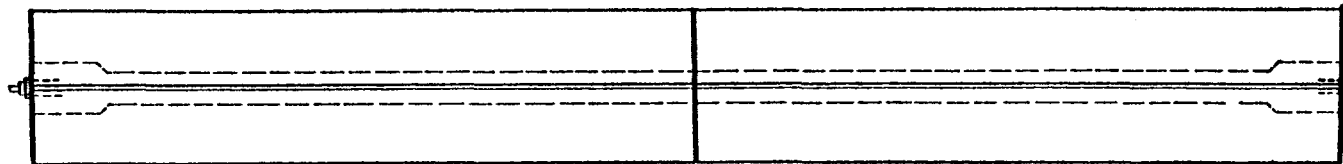


Beton: B 35
 Betonstahl: BSt 420 / 500 RU
 Spannstahl: St 835/1030

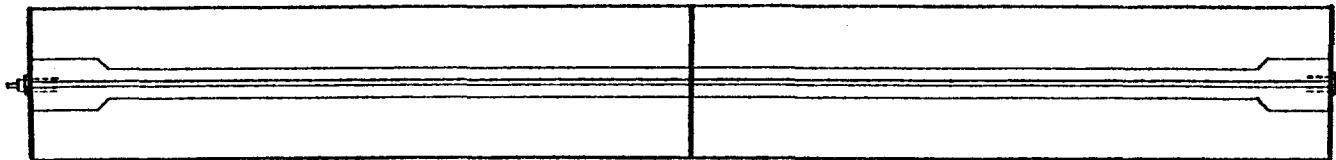
Anordnung der Spannbewehrung bei den Versuchsbalken R1 und R2



Spannbewehrung im oberen Gurt

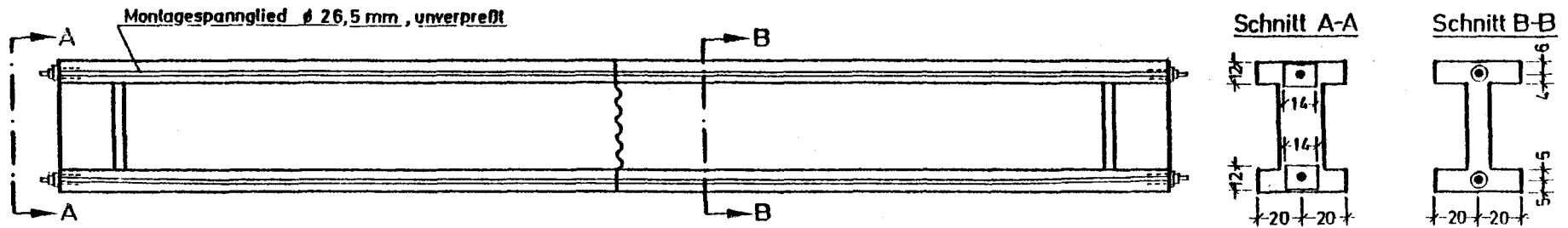


Spannbewehrung im unteren Gurt

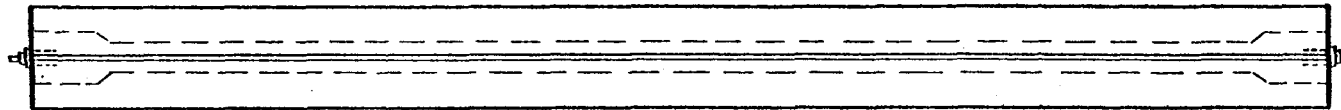


Versuchsbalken	Spannstahl	Stahlgüte	Hüllrohre $\phi i / \phi a$	P_{zul} [kN]	Ankerplatten
R 1	$\phi 26$ mm, glatt	St 835/1030	38/49 mm	301	12/14 cm
R 2	$\phi 26,5$ mm Gewindestahl			313	

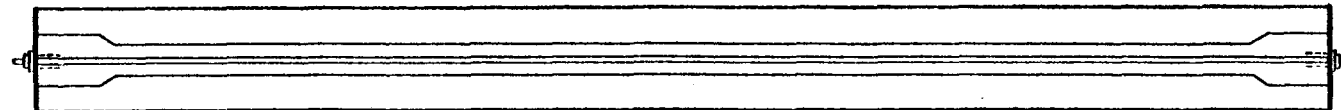
Anordnung der Spannbewehrung bei den Versuchsbalken R3 und R4



Spannbewehrung im oberen Gurt



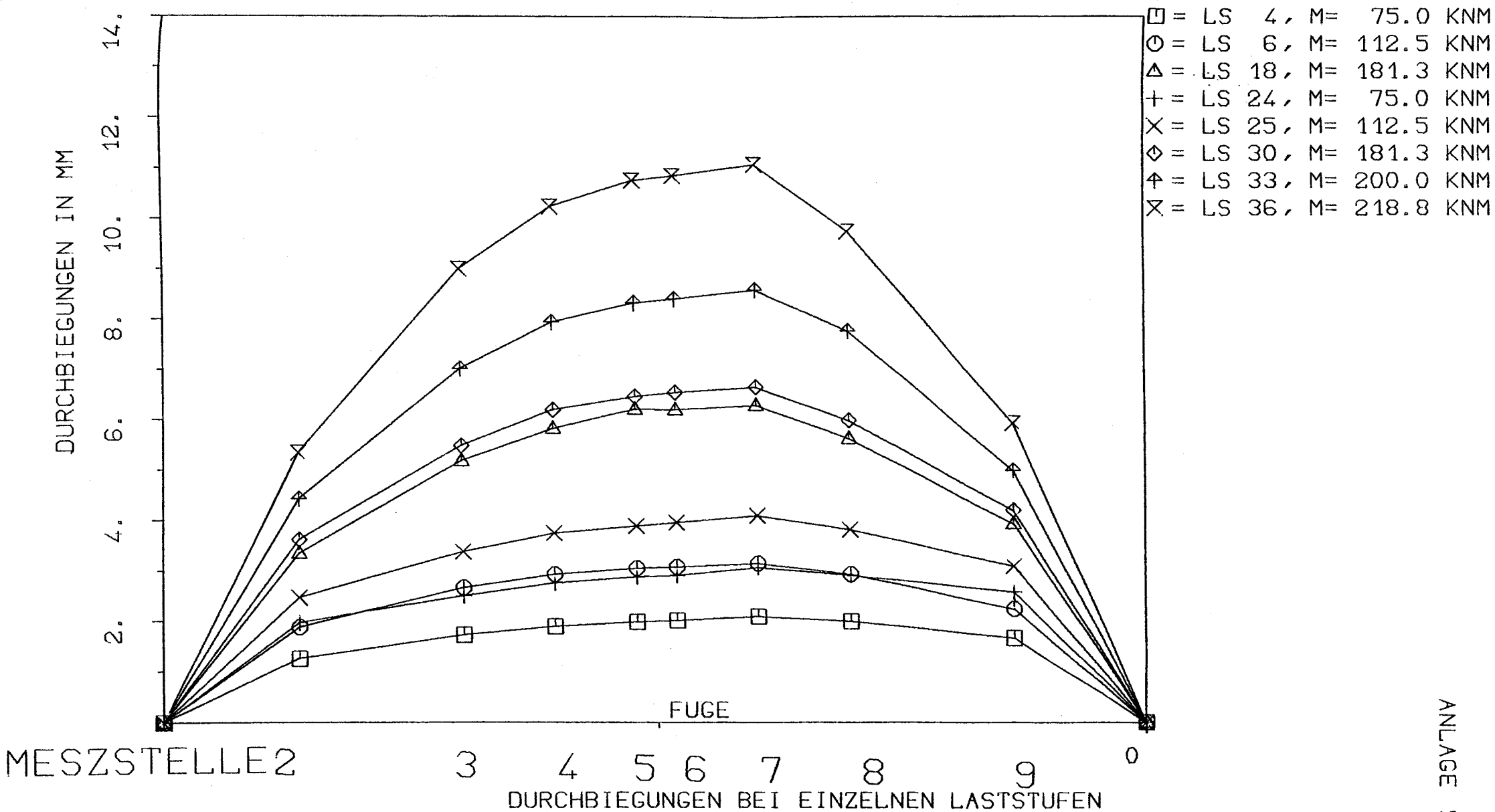
Spannbewehrung im unteren Gurt



Versuchsbalken	Spannstahl	Stahlgüte	Hüllrohre $\varnothing i / \varnothing a$	$P_{zul.} [\text{kN}]$	Ankerplatten
R 3	$\varnothing 26 \text{ mm}$ glatt	St 835/1030	38/49 mm	301	12/14 cm
R 4	$\varnothing 26,5 \text{ mm}$ Gewindestahl			313	12/14 cm

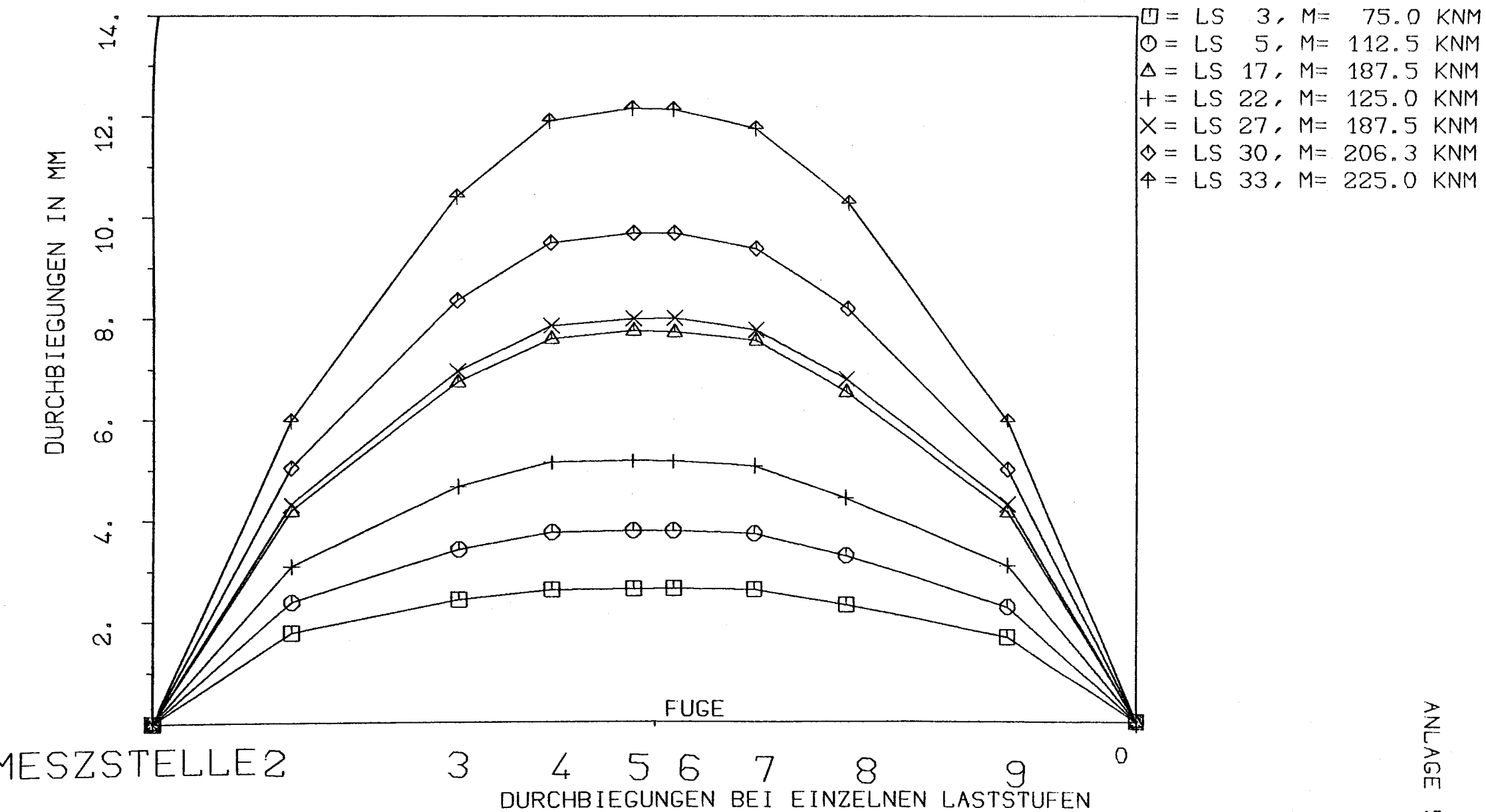


Anlage: Anordnung und Bezeichnung der Meßstellen



ANLAGE 5.1

VERSUCHSBALKEN R1
B25 BST 420/500
ST825/1030 GLATT

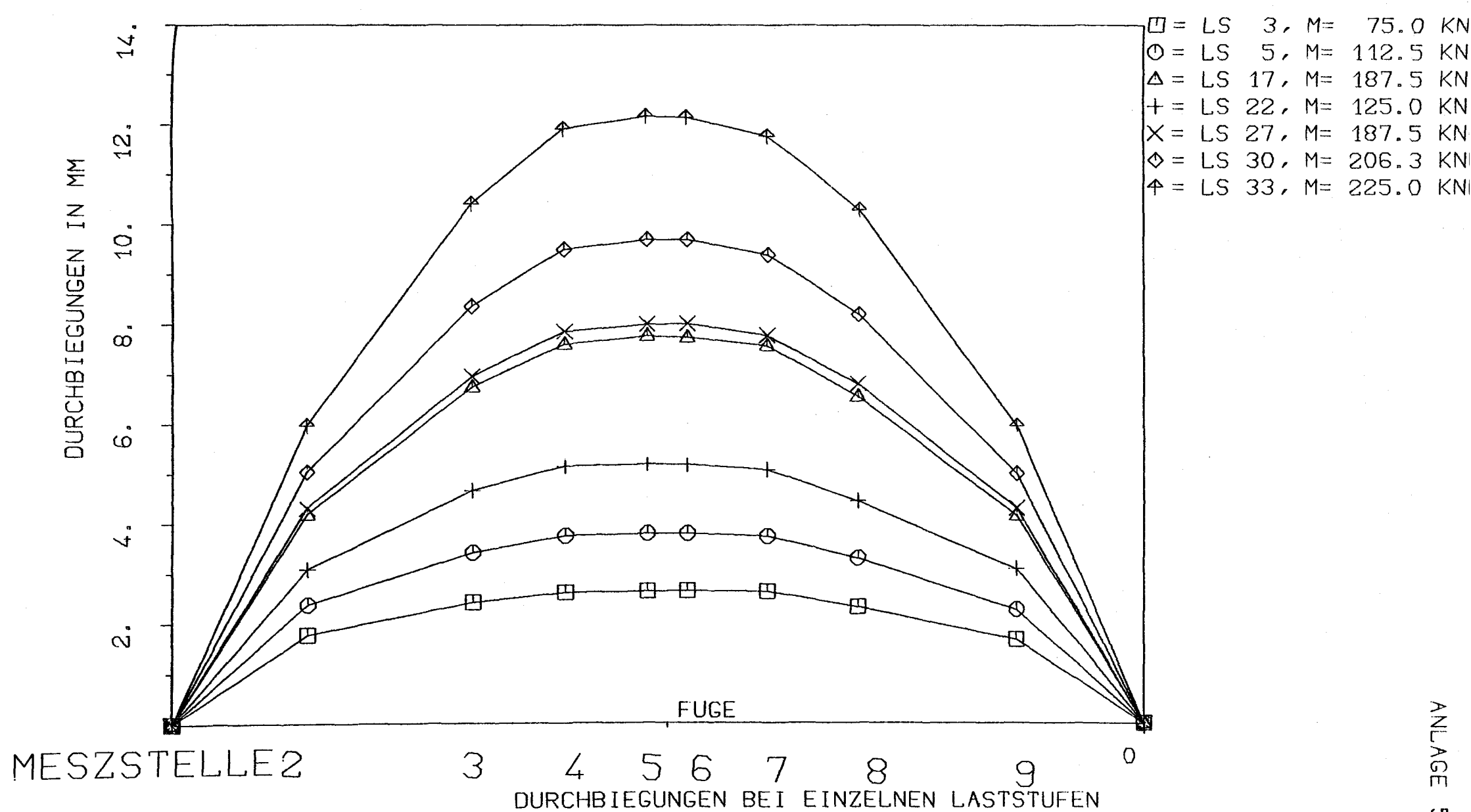


ANLAGE 5.2

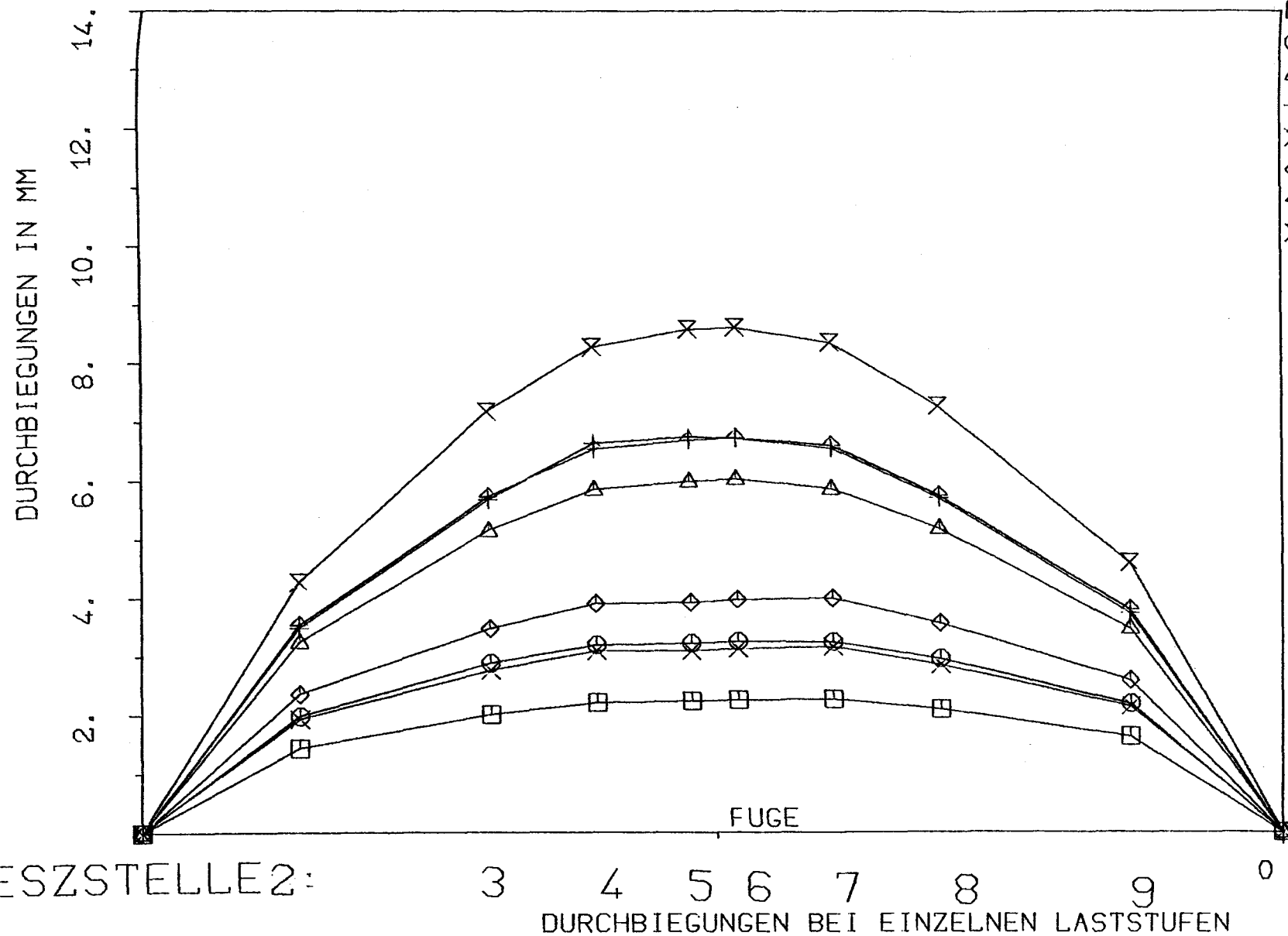
VERSUCHSBALKEN R2

B25 BST 420/500

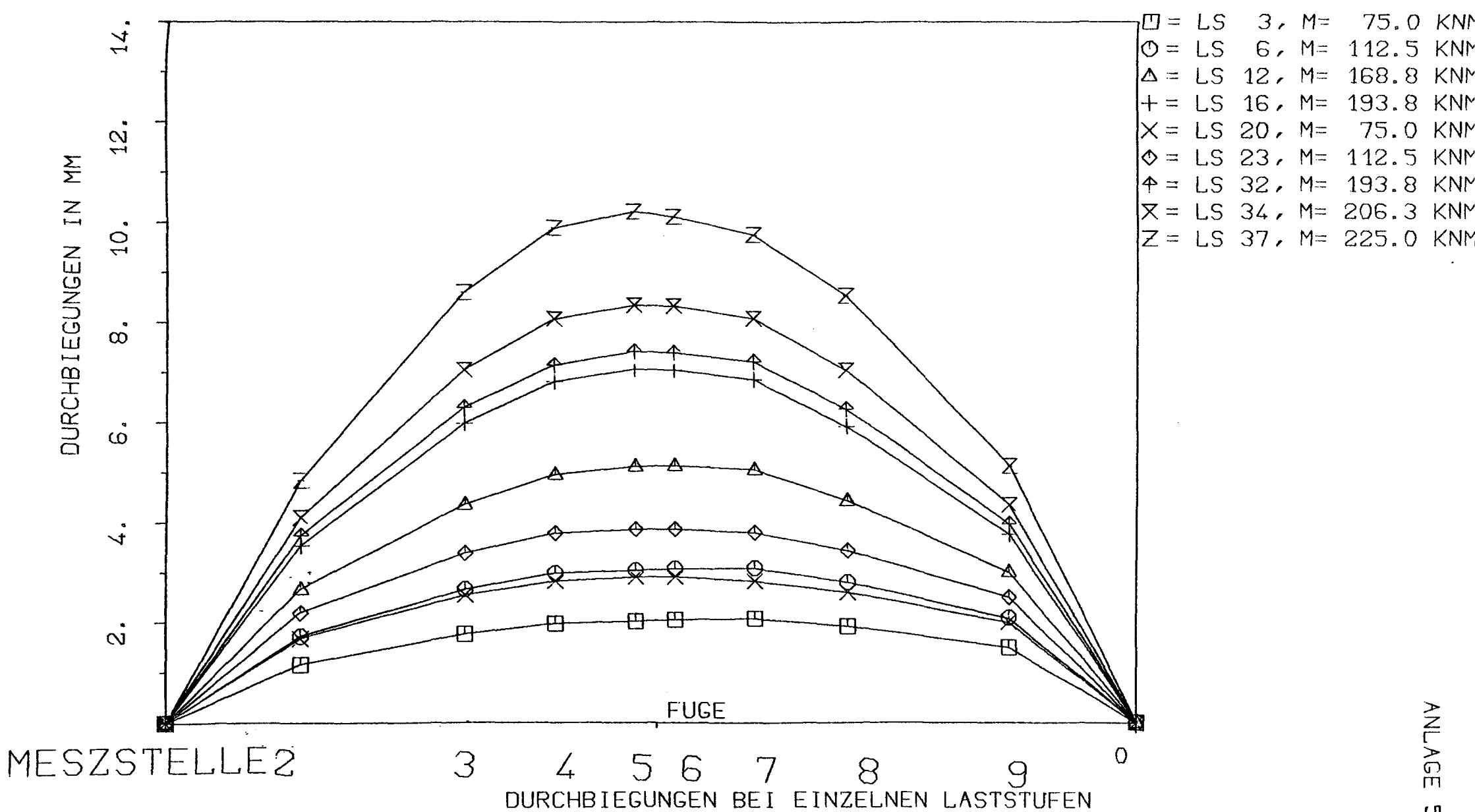
ST825/1030 GEWINDESTAHL



VERSUCHSBALKEN R2
B25 BST 420/500
ST825/1030 GEWINDESTAHL



VERSUCHSBALKEN R3
B25 BST 420/500
ST825/1030 GLATT



VERSUCHSBALKEN R4
 B25 BST 420/500
 ST825/1030 GEWINDESTAHL

30-0070/001